

Dijken op Veen II

DoV werkwijze voor bepaling macrostabiliteit Markermeerdijk



HHNK en RWS behouden alle rechten voor. Niets uit deze publicatie mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt worden door middel van druk, fotokopie, microfilm, sociale media of op welke wijze dan ook zonder voorafgaande toestemming van HHNK en RWS. HHNK en RWS benadrukken dat het onderzoek specifiek gericht was op (toepasbaarheid bij) de komende versterking van Markermeerdijken tussen Hoorn en Amsterdam en niet zonder meer geldigheid heeft of toepasbaar is in andere situaties. Voor gebruik door derden aanvaarden zij geen aansprakelijkheid.

Titel
Dijken op Veen II

Opdrachtgever RWS-WVL HHNK	Project 1208254-032	Kenmerk 1208254-032-GEO-0001-	Pagina's 52
---	-------------------------------	---	-----------------------

Trefwoorden

Dijken op Veen, Markermeerdijk, rekenmethodiek, stappenplan, eindrapport




Samenvatting

Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en Rijkswaterstaat-WVL hebben het voornemen de beschrijving van het sterktegedrag van veen voor het toetsen van de stabiliteit van waterkeringen en het ontwerpen van dijkversterkingen te verbeteren. Dit heeft geresulteerd in het onderzoeksproject 'Dijken op Veen'.

Eindresultaat van het onderzoeksproject Dijken op Veen is een werkwijze die beschrijft hoe de (macro)stabiliteit van de Markermeerdijk, met name die delen waar een veenlaag in de ondergrond aanwezig is, moet worden berekend. De werkwijze wordt hierna aangeduid met DoV-werkwijze. Het onderzoeksproject Dijken op Veen heeft geresulteerd in een aantal deelonderzoeken. Het totaal van de deelonderzoeken vormt de onderbouwing van de DoV-werkwijze. Dit rapport geeft een samenvatting van de werkwijze voor de bepaling van de macrostabiliteit van de Markermeerdijk in de vorm van een stappenplan.

Het hier gepresenteerde stappenplan heeft als doel de gebruiker een handvat te geven voor de DoV-werkwijze. Het stappenplan beschrijft het hele proces, vanaf uitvoeren van grondonderzoek tot aan het beoordelen van de berekende stabiliteit van de ontworpen dijkversterking.

Enkele onderdelen van het stappenplan zijn in de bijlagen nader uitgewerkt. In de bijlagen is tevens een uitgewerkt voorbeeld opgenomen.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	aug. 2014	Cor Zwanenburg		Meindert Van		Leo. Voogt	
2	okt. 2014	Cor Zwanenburg		Meindert Van		Leo. Voogt	
3	dec. 2014	Cor Zwanenburg		Meindert Van		Leo Voogt	

Status
definitief

Inhoud

Inleiding	1
Achtergrond	1
Doel van het onderzoek	2
Relatie met eerder uitgevoerd onderzoek	2
DoV-werkwijze en vigerende leidraden	2
Inkadering van de DoV-werkwijze	3
Leeswijzer	4
Toelichting DoV-werkwijze	6
DoV-werkwijze op hoofdlijnen	6
Stappenplan	6
Relatie met WTI en nieuwe normering	7
1 Stap1, Keuze profielen	11
1.1 Toelichting stap 1	11
1.2 Keuze ijkprofielen	11
1.3 Keuze rekenprofielen	12
2 Stap 2, Uitvoeren terreinwerkzaamheden	13
2.1 Toelichting stap 2	13
2.2 IJklocaties	13
2.2.1 Geologische beschrijving veenlagen	13
2.2.2 Veldsondemetingen	13
2.2.3 Monsternamen	14
2.3 Rekenprofielen	14
3 Stap 3, Uitvoeren laboratoriumproeven	15
3.1 Toelichting stap 3	15
3.2 Laboratoriumonderzoek ten behoeve van opstellen correlaties	15
3.2.1 Sterkte-proeven op Veen	15
3.2.2 Sterkte-proeven op overige materialen	16
3.2.3 Overige laboratoriumproeven t.b.v. het opstellen van de correlaties	17
3.3 Parameterbepaling ten behoeve van ontwerp situatie	17
4 Stap 4, Opstellen correlaties	19
4.1 Toelichting stap 4	19
4.2 Uitwerken correlaties	19
4.3 Bepaling standaard afwijking	21
5 Stap 5, Bepalen rekenparameters	25
5.1 Toelichting stap 5	25
5.2 Stap 5a, bepaling verwachtingswaarde	25
5.3 Stap 5b, Bepaling karakteristieke waarde	26
5.4 Correctie karakteristiek waarde naar Maatgevende omstandigheden	26
5.5 Stap 5c, Bepaling rekenwaarde sterkte eigenschappen	29
5.5.1 Materiaalfactor, γ_m	29
5.5.2 Vaststellen rekenwaarde	29

5.6	Samenvatting stap 5	30
6	Stap 6, Bepaling overige uitgangspunten	31
6.1	Toelichting op stap 6	31
6.2	Ondergrondschematisatie	31
6.3	Maatgevende belastingen	32
6.3.1	Verkeersbelasting	32
6.3.2	Maatgevend meerpeil	32
6.4	Grondwaterstanden en Stijghoogtes	32
6.5	Overige uitgangspunten	34
7	Stap 7, Ontwerp 0-variant	35
7.1	Toelichting stap 6	35
7.2	Rekenmodel	35
7.3	Vaststellen belasting	36
7.4	Vaststellen toetscriterium	36
7.4.1	Achtergrond toetscriterium, γ_r	36
7.4.2	Schadefactor, γ_n	37
7.4.3	Modelfactor, γ_d	37
7.4.4	Schematiseringsfactor, γ_b	38
7.5	Toepassen zonering (reststerkte)	38
7.6	Toepassen pseudo karakteristieke waarden	38
8	Stap 8, Ontwerp dijkversterking	40
8.1	Toelichting stap 8	40
8.2	Ontwerpuitgangspunten	40
8.2.1	Algemeen	40
8.2.2	Belasting	40
8.2.3	Ondergrondschematisatie	41
8.2.4	Schematisatie grondwaterspanningen	41
8.2.5	Gebruik partiële veiligheidsfactoren	41
8.3	Vaststellen sterkte-eigenschappen	42
8.3.1	Bepaling sterkte-eigenschappen bij spanningsverhoging	42
8.3.2	Bepaling afname sterkte eigenschappen bij spanningsverlaging	44
8.3.3	Bepaling sterkte eigenschappen bij ongewijzigd spanningsverloop	44
9	Overige, niet-DoV gerelateerde aspecten	45
9.1	Toelichting	45
9.2	Sterkte parameters voor andere grondlagen dan de veenlagen	45
9.3	Zonering	45
9.4	Schadefactor zone 2	47
9.5	Stabiliteit bij Extreme neerslag	48
9.6	Gebruik gezette geometrie bij stabiliteitsanalyse	48
	Bijlage(n)	
	Referenties	49
	Symbolenlijst	51

A Rol van de veldproeven bij het opstellen van de DoV-werkwijze	A-1
B Toepasbaarheid Critical State Soil Mechanics voor Nederlandse waterkeringen	B-1
B.1 Rek criterium bij vaststellen sterkteparameters	B-1
B.2 Onderzoek SBW/WTI	B-1
B.3 Veldproeven; vervormingen onder maatgevende belasting	B-3
B.4 Centrifugeproeven	B-9
B.4.1 Toelichting op centrifugeproeven	B-9
B.4.2 Berekeningsresultaten	B-9
B.5 Conclusie	B-13
B.6 Literatuur	B-14
C Voorbeeld bewerking resultaat DoV-Soilmodel tot invoer DGeoStability	C-1
C.1 Inleiding	C-1
C.2 Gebruikte gegevens	C-1
C.3 Werkwijze	C-1
C.3.1 Stap 5a bepalen verwachtingswaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte (onder dagelijkse omstandigheden)	C-1
C.3.2 Stap 5b1 Bepaling karakteristieke waarde voor de sterkte.	C-4
C.3.3 Inleiding	C-4
C.3.4 Bepalen karakteristieke waarde op basis van de verwachtingswaarde en de berekende standaardafwijkingen	C-8
C.4 Stap 5b2 Correctie van de karakteristieke waarde	C-10
C.4.1 Voorgestelde aanpak	C-10
C.4.2 Bepalen verschil tussen dagelijkse omstandigheden en maatgevende omstandigheden	C-10
C.5 Stap 5C bepaling rekenwaarde van de sterkte eigenschappen.	C-16
Samenvatting	C-17
D Rekenvoorbeeld	D-1
D.1 Inleiding	D-1
D.2 Bepaling ongedraineerde parameters voor de overige lagen	D-1
D.3 Stap 6 Bepalen overige uitgangspunten	D-3
D.3.1 Schematisatie	D-3
D.3.2 Maatgevende belastingen	D-3
D.4 Stap 7 Ontwerp 0-variant	D-5
D.4.1 Toetscriterium	D-6
D.4.2 Modelfactor	D-6
D.4.3 Schadefactor	D-6
D.4.4 Schematiseringsfactor.	D-6
D.5 Conclusie	D-16

Inleiding

Achtergrond

Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en Rijkswaterstaat-WVL hebben het voornemen de beschrijving van het sterktegedrag van veen voor het toetsen van de stabiliteit van waterkeringen en het ontwerpen van dijkversterkingen te verbeteren. Dit heeft geresulteerd in het onderzoeksproject 'Dijken op Veen'.

In het verleden werd de sterkte van grond, ten behoeve van de toetsing van de stabiliteit van waterkeringen, bepaald met behulp van de celproef. Ruim tien jaar geleden is consensus ontstaan over het feit dat de celproef geen goede proef is voor het bepalen van de sterkte van grond. Tot op dit moment is er nog geen algemeen geaccepteerde vervanging voor de celproef. De controverse over de parameterbepaling is het grootst voor de sterkte-eigenschappen van veen en sterk humeuze klei. Voor deze materialen zijn de verschillen in resultaten die worden gevonden met de verschillende proeven en verschillende uitvoeringswijzen het grootst. De gevonden verschillen hebben directe gevolgen voor het toe te kennen toetsresultaat of de afmetingen van de geplande dijkversterking.

Het hierboven geschetste probleem doet zich onder andere voor bij de Markermeerdijk. Het traject Amsterdam-Noord – Hoorn is in de tweede toetsronde afgekeurd en dient versterkt te worden. Het voorlopig versterkingsontwerp, gebaseerd op de vigerende leidraden, heeft onder andere geresulteerd in lange stabiliteitsbermen. Langs het traject zijn enkele historische dorpskernen gelegen waar een dergelijke stabiliteitsberm lastig in te passen is. Het afkeuren en het relatief zware ontwerp is opmerkelijk omdat de waterkering in het verleden een Zuiderzeedijk is geweest en toen hogere waterstanden heeft gekeerd dan het huidige maatgevend hoogwater. Hierbij wordt wel opgemerkt dat de huidige maatgevende situatie een langdurige situatie betreft waarin gedurende meerdere weken hoogwater aanwezig is. De vroeger opgetreden hoogwaterstanden duurden slechts enkele uren tot een etmaal. Tevens wordt opgemerkt dat er in het verleden dijkdoorbraken langs dit traject hebben voorgedaan. De hogere waterstanden konden niet altijd worden gekeerd. Meer inzicht verkrijgen in het gedrag van het dijklichaam en ondergrond is van belang zodat waar mogelijk de dijkversterking kan worden geoptimaliseerd.

Onderdeel van het Praktijkonderzoek Dijken op Veen is de uitvoering van een zestal grootschalige veldproeven. In deze veldproeven is een moot veen tot bezwijken gebracht. Deze moot heeft de afmetingen van een kleine (dijk)afschuiving. Vervolgens is aan de hand van de benodigde belasting om bezwijken te realiseren vastgesteld wat de gemobiliseerde sterkte van het veen is. Deze waarde is vergeleken met de sterkte-eigenschappen die nu in het ontwerp van de dijkversterking worden toegepast. Hieruit volgde de conclusie dat een aanzienlijke optimalisatie van de ontworpen dijkversterking mogelijk lijkt.

In het vervolg van het project Dijken op Veen, DOV II is gewerkt aan het opstellen van een werkwijze aan de hand waarvan de Markermeerdijk kan worden getoetst en indien nodig een dijkversterking kan worden ontworpen. De verschillende onderzoeksvragen die hiervoor diende te worden opgelost zijn in afzonderlijke deelsporen uitgewerkt. In dit rapport komen de verschillende deelsporen weer samen. Dit rapport vormt de handleiding waarin de werkwijze wordt toegelicht.

Doel van het onderzoek

Doel van het onderzoeksproject Dijken op Veen is te komen tot een verbetering van de beschrijving van het veengedrag in de stabiliteitstoets van waterkeringen dan wel bij het ontwerpen van een dijkversterking op een veenondergrond.

Het doel van het voorliggend rapport is het geven van een samenvattende beschrijving van alle onderzoeksdeelsporen. Deze samenvattende beschrijving is hierna aangeduid als werkwijze voor de bepaling van de stabiliteit van een dijk op een veenondergrond, kortweg, DoV-werkwijze. De DoV-werkwijze beschrijft hoe de kennis uit het onderzoeksproject Dijken op Veen moet worden ingezet voor de Markermeerdijk.

Relatie met eerder uitgevoerd onderzoek

Het onderzoeksproject Dijken op Veen is in twee fasen uitgevoerd. In de eerste fase, DoV I, is veld-, en laboratoriumonderzoek uitgevoerd naar het sterkte gedrag van veen. In de tweede fase, DoV II, is onderzocht hoe de opgedane kennis en ervaring uit DoV I kan worden toegepast bij het berekenen van de stabiliteit van de Markermeerdijk. Het voorliggende rapport is voornamelijk gebaseerd op rapportages uit DoV II. Specifiek worden genoemd:

- Plan van aanpak, memo, 1207663-004-GEO-0001, april 2013.
- Protocol DSS, rapport, 1207808-007-GEO-0004, april 2014 (ref [12]).
- Protocol monsternamen, rapport, 1208254-011-GEO-0004, april 2014 (ref [15]).
- Protocol veenbeschrijving, rapport 1208254-013-GEO-0002 december 2013 (ref [9]).
- Rapport Dijken op Veen II, rekenmodel voor glijvlakanalyse, 1208254-028-GEO-0001 november 2013 (ref [4]).
- Rapport Dijken op Veen II, Eindrapport Heterogeniteit, 1208254-019-GEO-0001 juni 2014 (ref [1]).
- Rapport Dijken op Veen II, Bouwsteen 5: Veiligheidsfilosofie, 1208254-037-GEO-0002 juni 2014 (concept) (ref [5]).

Het project WTI 2017 heeft tot doel nieuwe kennis over faalmechanisme van primaire waterkeringen te verwerken in verbeterde toetsmethodieken. Ook voor het mechanisme macrostabiliteit wordt gewerkt aan een verbeterde toetsmethode. De werkzaamheden in het WTI-onderzoek liggen dicht tegen de werkzaamheden in het DoV-onderzoek. In het plan van aanpak, 1207663-000-GEO-0002 15 april 2013, is aangegeven hoe de werkzaamheden onderling zijn afgestemd. Eerdere resultaten die in het WTI-onderzoek zijn behaald worden in het DoV-onderzoek toegepast. Specifiek wordt verwezen naar de volgende twee rapporten:

- 1207808-002-GEO WTI Slope stability, uncertainty quantification of undrained shear strength December 2013.
- 1206015-001-GEO-0005 SBW slope stability, obtaining strength parameters from penetration test, March 2013.

DoV-werkwijze en vigerende leidraden

Het onderzoek Dijken op Veen resulteert in een werkwijze waarmee de stabiliteit van de Markermeerdijk op een veenondergrond dient te worden bepaald. De werkwijze beschrijft het hele traject, van parameterbepaling tot aan de beoordeling van de berekende evenwichtsfactoren. In dit rapport wordt de werkwijze gemakshalve aangeduid met DoV-werkwijze.

De huidige werkwijze van het bepalen van de stabiliteit van dijken is vastgelegd in een serie leidraden en handreikingen die onder toezicht van het Expertise Netwerk Waterveiligheid,

ENW zijn opgesteld. Gemakshalve wordt deze werkwijze aangeduid met 'werkwijze conform vigerende leidraden'.

Ten opzichte van de vigerende leidraden is de DoV-werkwijze op een aantal punten vernieuwend. De belangrijkste zijn:

- Parameterbepaling, met name van de veenlaag.
- Aanvullend gebruik van methode Spencer van der Meij bij de uitvoering van de berekeningen.
- Gebruik van de nieuwe normering, incl. levensduurbeschouwing voor bepalen 0-variant.

De nieuwe normen en het nieuwe toetsinstrumentarium WTI (en ontwerpinstrumentarium OI) hangen nauw met elkaar samen. Dijken op veen II is primair gericht op een betere bepaling van de sterkte eigenschappen van de veenondergrond en het beter verwerken van het gedrag van veen in de rekenmethodiek. Omdat de DoVII-methode nieuw is, was de oude veiligheidsfilosofie niet bruikbaar en moest er een nieuwe ontwikkeld worden. Hierbij hebben we gebruik gemaakt van de huidige stand van kennis. Diezelfde kennis wordt ook gebruikt bij de ontwikkeling van het WTI; daardoor zit er een groot aantal elementen van het WTI (behorende bij de nieuwe normering) in DoVII. Het is ook wenselijk om zoveel als in dit stadium mogelijk is aan te sluiten bij het WTI, omdat dat het instrument is waarmee de Markermeerdijk getoetst wordt na de versterking. (planning: vanaf 2017 toetsing primaire keringen op basis van nieuwe WTI: dat betekent voor het eerst in 2023).

Tegelijkertijd is het WTI nog niet klaar en is een aantal aspecten hierin nog niet uitgekristalliseerd. Bij deze aspecten is in DoVII steeds aan de veilige keuze gemaakt. Daardoor is aannemelijk dat we met DoVII niet minder veiligheid bieden dan volgens de huidige normen.

Inkadering van de DoV-werkwijze

Het onderzoek Dijken op Veen richt zich specifiek op de Markermeerdijk, het traject Hoorn - Amsterdam Noord. De DoV-werkwijze is dan ook specifiek gericht op de problematiek van deze dijk. De DoV-werkwijze kan niet zondermeer op andere locaties in Nederland worden toegepast. Het specifieke van de beschreven werkwijze voor de Markermeerdijk komt tot uiting in enkele uitgangspunten die in de werkwijze zijn opgenomen. Op andere dijkvakken in Nederland waar vergelijkbare problemen spelen kunnen deze uitgangspunten anders zijn, waardoor de hier beschreven werkmethode niet direct van toepassing kan zijn. Als voorbeeld omtrent veranderende uitgangspunten wordt genoemd de beperkte verhoging van de stijghoogte in het diepe zand. Hierdoor speelt opdrijven van het achterland tijdens Maatgevend Hoog Water geen rol. Ook geldt dat voor de Markermeerdijk veel (ondergrond) informatie beschikbaar is.

De vigerende leidraden onderscheiden verschillende faalmechanisme voor waterkeringen. De hier beschreven werkwijze heeft alleen betrekking op het faalmechanisme Macrostabiliteit binnenwaarts. Voor het toetsen danwel ontwerpen op de andere faalmechanismen wordt verwezen naar vigerende leidraden.

Het onderzoek Dijken op Veen richt zich op het verbeteren van het beschrijven van het veengedrag. Bij het berekenen van de stabiliteit van bestaande waterkeringen zijn ook andere grondsoorten van belang. Vanuit de achtergrond van het DoV-onderzoek wordt in dit rapport summier ingegaan op de wijze waarop met andere grondlagen zou moeten worden omgegaan. Paragraaf 9.2 geeft een korte toelichting hoe met andere grondsoorten

omgegaan kan worden. In WTI 2017 zal eveneens een complete beschrijving van een werkwijze, waarop de stabiliteit van waterkeringen dient te worden bepaald, worden opgenomen.

De DoV-werkwijze heeft betrekking op het ontwerpen van de Markermeerdijk. Start van het ontwerp is het berekenen van de 0-variant. Bij het bepalen van de 0-variant wordt door middel van de DoV-werkwijze de stabiliteit van de huidige situatie bepaald. Daarna wordt de benodigde dijkverzwaring ontworpen. Een belangrijk verschil tussen de bepaling van de 0-variant en het berekenen van de stabiliteit van de dijkverzwaring is de sterktebepaling van de ondergrondlagen. Bij de bepaling van de 0-variant is de sterkte grotendeels bepaald door de actuele spanningscondities. Voor veen geldt dat met name aan de teen van de dijk de spanning zeer laag kan zijn waardoor nauwkeurige bepaling van de sterkte lastig is. Bij het ontwerpen van een dijkversterking is de sterkte van belang die na het realiseren van de dijkversterking zal optreden. Dit houdt in dat de optredende spanningsverandering moet worden bepaald en de verandering in sterkte die dat met zich mee brengt.

Vanwege de krappe tijdsplanning is het DoV-onderzoek en het opstellen van het ontwerp van de dijkversterking van de Markermeerdijk een parallel proces. In gezamenlijk overleg is besloten de uitvoering van de veld-, en laboratoriumwerkzaamheden, die onderdeel uitmaken van de DoV-werkwijze reeds te starten. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de in DoV II opgestelde protocollen: protocol uitvoering DSS proeven, protocol monsterverstoring en protocol veenbeschrijving. Omdat de veld-, en laboratoriumwerkzaamheden reeds in gang zijn gezet zullen deze werkzaamheden in dit rapport slechts summier besproken worden; mee omdat de werkwijze hiervoor al grotendeels is beschreven in de genoemde protocollen. De nadruk in onderhavige werkwijze wordt gelegd op het uitvoeren van de stabiliteitsberekeningen en het beoordelen van de berekeningsresultaten.

Tot slot wordt benadrukt dat het project Dijken op Veen een onderbouwde werkwijze oplevert aangevuld met een uitgewerkt voorbeeld, zie bijlage D. Het daadwerkelijk toepassen van de werkwijze op de Markermeerdijk en het ontwerpen van een dijkversterking voor die delen van het traject, waar dit relevant is, valt buiten het kader van het onderzoeksproject Dijken op Veen.

Leeswijzer

Het rapport beschrijft een stappenplan, waarbij in principe elk hoofdstuk een stap beschrijft. De nummering van de hoofdstukken is gelijk gekozen aan het nummer van de stap dat het hoofdstuk beschrijft. Echter, voorafgaand aan de beschrijving van het stappenplan zijn twee nummerloze hoofdstukken ter introductie ingevoegd.

Het eerste, nummerloze hoofdstuk beschrijft enkele achtergronden bij het opstellen van de DoV-werkwijze. Hier worden ook de kaders besproken waarbinnen de DoV-werkwijze kan worden toegepast. Het tweede nummerloze hoofdstuk introduceert het stappenplan van de DoV-werkwijze. De daarop volgende hoofdstukken 1 tot en met 8 beschrijven elk een stap uit dit stappenplan. Hoofdstuk 9 beschrijft enkele aspecten die geen onderdeel uitmaken van de DoV-werkwijze, maar wel van belang zijn bij het ontwerpen van de versterking van de Markermeerdijk.

In de tekst komen verschillende formules voor. De gebruikte symbolen worden toegelicht daar waar ze voor het eerst worden toegepast. Aan het einde van het rapport is een symbolenlijst toegevoegd, waarna in bijlagen een aantal specifieke onderwerpen nader worden uitgewerkt.

Waar relevant is verwezen naar achtergrond rapporten. Twee aspecten van de onderbouwing van de voorgestelde werkwijze zijn opgenomen in bijlagen A en B. Het betreft de inpassing van de veldproeven, bijlage A en de inpassing van de centrifugeproeven, bijlage B.

Toelichting DoV-werkwijze

DoV-werkwijze op hoofdlijnen

De DoV-werkwijze is het resultaat van het onderzoeksprogramma Dijken op Veen, DoV I en Dijken op Veen II, DoV II. Aan de hand van grootschalige veldproeven is onderzocht hoe de resultaten van conventionele laboratoriumproeven moeten worden vertaald naar het bezwijkgedrag van een grondlaag. De opzet van de veldproeven en de relatie met de uiteindelijk opgestelde werkwijze is beschreven in bijlage B.

De werkwijze is gebaseerd op het gebruik van analytische glijvlak modellen in combinatie met ongedraineerde sterkte eigenschappen. Deze werkwijze sluit aan bij de werkwijze die is ontwikkeld in het kader van het Rijkswaterstaat programma SBW/WTI.

De kern van de werkwijze bestaat uit het uitvoeren van veldmetingen in elk van de te berekenen dwarsprofielen. Door van elk profiel metingen beschikbaar te hebben kan de in rekening te brengen onzekerheid worden gereduceerd. Belangrijk hierbij is de correlatie tussen veldsondemetingen, zoals sonderingen of bolsondemetingen en de schuifsterkte. Deze relatie dient per project of regio te worden vastgesteld. Hiervoor worden een aantal ijklocaties langs het dijk tracé gekozen waarin uitgebreid veldonderzoek wordt uitgevoerd. Dit uitgebreide onderzoek bestaat uit veldsondemetingen, zoals sonderingen en bolsondemetingen, en boringen voor het verzamelen van grondmonsters voor laboratoriumonderzoek. In het laboratoriumonderzoek worden de schuifsterkte eigenschappen bepaald die worden gebruikt bij het vaststellen van de correlatie daarvan met de veldsondemetingen. Vervolgens kan deze correlatie gebruikt worden voor de overige dwarsprofielen waarvoor berekeningen worden uitgevoerd, waarbij dan alleen veldsondemetingen hoeven te worden uitgevoerd. Met behulp van de correlaties worden de veldsondemetingen vertaald naar sterkte profielen in de diepte. De sterkteprofielen worden vervolgens gebruikt in de stabiliteitsanalyses.

Het opstellen van het versterkingsontwerp van een dwarsprofiel bestaat uit twee delen. Het eerste deel is het opstellen van de 0-variant. De 0-variant geeft het tekort van de benodigde stabiliteit weer. Indien echter uit de 0-variant blijkt dat de stabiliteit van de huidige situatie, berekend conform de DoV-werkwijze voldoet, dan blijkt er door het aanvullende onderzoek en de DoV-werkwijze geen versterking nodig en wordt een maximale optimalisatie van de dijkversterking in die dwarsdoorsnede gerealiseerd. Indien uit de 0-variant volgt dat de berekende evenwichtsfactor lager is dan de gestelde eis, is het ontwerp van een versterking van dat dwarsprofiel noodzakelijk.

Stappenplan

De werkwijze is opgebouwd uit acht stappen. Met de eerste zeven stappen wordt de 0-variant bepaald. Dit is de berekende stabiliteit van de huidige situatie conform de nieuwe DoV-werkwijze. Vervolgens wordt bij onvoldoende stabiliteit de dijkversterking ontworpen.

- Stap 1, Keuze profielen.
- Stap 2, Uitvoeren terreinwerkzaamheden.
- Stap 3, Uitvoeren laboratoriumproeven.
- Stap 4, Opstellen correlaties.
- Stap 5, Bepalen rekenparameters.
- Stap 6, Bepaling overige uitgangspunten.
- Stap 7, Ontwerp 0-variant.

- Stap 8, Ontwerp dijkversterking.

De opeenvolgende stappen worden in de navolgende hoofdstukken elk nader uitgewerkt. Voor de verschillende deelstappen zijn in het kader van het onderzoeksprogramma dijken op veen ook deelrapporten met details en achtergronden opgeleverd. Waar relevant wordt verwezen naar deze deelrapporten.

Relatie met WTI en nieuwe normering

Het DoV-onderzoek heeft tot doel de dijkversterking van de Markermeerdijk te optimaliseren. Hierbij worden nieuwe concepten, inzichten en technieken ontwikkeld. Wanneer de dijkversterking conform de DoV-werkwijze wordt ontworpen is het belangrijk dat deze versterking in de eerst volgende toetsronde ook kan worden getoetst. De eerst volgende toetsing zal naar verwachting conform de voorschriften die worden ontwikkeld in het RWS-programma Wettelijke Toets Instrumentarium, WTI, worden uitgevoerd. Het ontbreken van een toetsmethode voor het toetsen van de versterkte Markermeerdijk of het afkeuren van de versterkte dijk in de eerst volgende toetsronde als gevolg van verschillende uitgangspunten in het DoV en WTI onderzoek is onwenselijk. Het is daarom belangrijk dat de ontwikkelingen in het DoV-onderzoek goed aansluiten bij de ontwikkelingen in WTI. Voor een goede aansluiting van DoV met WTI zijn de navolgende drie onderwerpen van belang.

Parameterbepaling

In WTI wordt een stabiliteitstoets ontwikkeld dat gebaseerd is op de critical state theorie en uitgaat van ongedraineerde sterkte eigenschappen. Ook de DoV-methodiek is hierop gebaseerd. Echter, de wijze waarop de parameters worden bepaald is verschillend. In deze paragraaf wordt niet in detail ingegaan op de verschillen. De werkwijze voor het toetsen van de stabiliteit voor dijken die WTI voor ogen heeft is beschreven in [16]. Een op de praktijk gerichte beschrijving van de WTI methodiek is nog in ontwikkeling. Beide methoden maken gebruik van de combinatie van veldmetingen en laboratoriumonderzoek. In de DoV-werkwijze wordt de ongedraineerde schuifsterkte rechtstreeks uit de sondeerresultaten bepaald aan de hand van eerder opgestelde correlaties met laboratoriumonderzoek. In de WTI aanpak wordt de sterkte bepaald uit laboratoriumonderzoek en worden de sonderingen gebruikt om een uitspraak te kunnen doen omtrent de mate van overconsolidatie die op de bewuste rekenprofiel aanwezig is. De WTI aanpak is een meer algemeen toepasbare aanpak, die ook voor situatie waarin de maatgevende situatie opdrijven van het achterland kan optreden, kan worden toegepast. Omdat voor de Markermeerdijk opdrijven van het achterland niet of nauwelijks speelt en de versterking kostbaar is, is in de DoV-werkwijze een intensievere aanpak per dwarsprofiel gekozen. De DoV-aanpak elimineert hierdoor aanvullend enkele onzekerheidsbronnen en leidt, naar verwachting daardoor tot (iets) minder conservatieve sterkte parameters dan de WTI-aanpak. Met het te zijner tijd inpassen van de DoV-werkwijze in de WTI voorschriften worden geen grote problemen verwacht. Beide aanpakken gaan uit van de critical state theorie en ongedraineerde sterkte-eigenschappen en bij het ontwikkelen van beide methodieken heeft onderling overleg plaatsgevonden en zijn verschillende onderzoekers bij beide projecten betrokken geweest.

Nieuwe normering

De nieuwe normen en het nieuwe toetsinstrumentarium WTI (en ontwerpinstrumentarium OI) hangen nauw met elkaar samen. Dijken op veen II is primair gericht op een betere bepaling van de sterkte eigenschappen van de veenondergrond en het beter verwerken van het gedrag van veen in de rekenmethodiek. Omdat de DoVII-methode nieuw is, was de oude veiligheidsfilosofie niet bruikbaar en moest er een nieuwe ontwikkeld worden. Hierbij hebben we gebruik gemaakt van de huidige stand van kennis. Diezelfde kennis wordt ook gebruikt bij

de ontwikkeling van het WTI; daardoor zit er een groot aantal elementen van het WTI (behorende bij de nieuwe normering) in DoVII. Het is ook wenselijk om zoveel als in dit stadium mogelijk is aan te sluiten bij het WTI, omdat dat het instrument is waarmee de Markermeerdijk getoetst wordt na de versterking. (planning: vanaf 2017 toetsing primaire keringen op basis van nieuwe WTI: dat betekent voor het eerst in 2023).

Tegelijkertijd is het WTI nog niet klaar en is een aantal aspecten hierin nog niet uitgekristalliseerd. Bij deze aspecten is in DoVII steeds aan de veilige keuze gemaakt. Daardoor is aannemelijk dat we met DoVII niet minder veiligheid bieden dan volgens de huidige normen.

Een belangrijk discussiepunt rondom de nieuwe normering is de tijdsperiode waarop de toelaatbare faalkans moet worden bepaald. Dit kan een jaarlijks terugkerende kans zijn, de jaarkansbenadering, of een toelaatbare faalkans gedurende de levensduur van de constructie, levensduurbenadering. De jaarkansbenadering is iets conservatiever dan de levensduurbenadering. Bij het ontwerpen van de Markermeerdijk, conform de DoV-werkwijze, wordt de 0-variant opgesteld op basis van de levensduurbenadering. Dit sluit aan bij de toets op maat in de WTI werkwijze voor toetsen, waarbij mag worden uitgegaan van een levensduur van 10 jaar. Bij het ontwerpen van de benodigde versterking wordt in de DoV-aanpak uitgegaan van de conservatievere jaarkansbenadering. De keuze voor de jaarkansbenadering met betrekking tot het ontwerp van de dijkverzwaring is gebaseerd op de volgende twee overwegingen:

- De jaarkansbenadering is (iets) conservatiever dan de levensduurbenadering; door bij het ontwerp uit te gaan van de jaarkansbenadering wordt dus een (iets) meer robuuste dijkverzwaring ontworpen.
- Voor andere faalmechanismen is nog geen levensduurbenadering uitgewerkt. Voor het ontwerpen van een dijkversterking, waarbij meerdere potentiële faalmechanismen een rol spelen, ontstaat mogelijk een onevenwichtig ontwerp indien voor de verschillende faalmechanismen verschillende uitgangspunten worden gehanteerd.

zonerings

Niet elk berekend glijvlak heeft bij falen dezelfde consequentie voor het waterkerend vermogen van de dijk. Zo zal een bezwijkvlak dat door de stabiliteitsberm loopt minder snel tot inundatie leiden dan bezwijkmechanismen die door de kruin van het dijklichaam lopen. Om onderscheid te maken tussen berekende glijvlakken met grote en kleine consequenties wordt een zonerings toegepast.

Zonerings maakt niet specifiek deel uit van de DoV-methodiek. Dat wil zeggen dat de DoV-aanpak zowel met als zonder zonerings kan worden toegepast. Echter, gezien de problematiek van de Markermeerdijk wordt sterk aanbevolen in ieder geval voor de nul-variant gebruik te maken van de optimalisatie middels zonerings.

Het toepassen van zonerings is ook in lijn met het verwachte WTI 2018, het Ontwerp Instrumentarium 2014 en de vigerende leidraden. Echter, er is wel discussie gaande over de huidige zonerings met name hoe dit toe te passen bij het bepalen van overstromingskansen waar het toekomstige WTI zich op zal richten. Vanuit de projecten DoV en WTI is gezamenlijk gewerkt aan het opzetten van een nieuwe zoneringsmethode. De voorgestelde methode is toegelicht in paragraaf 9.3.

Overige faalmechanismen

Benadrukt wordt dat DoV werkwijze alleen betrekking heeft op het faalmechanisme (binnenwaartse) macrostabiliteit. De te ontwerpen dijkversterking dient ook voldoende weerstand tegen het optreden van de overige faalmechanismen te hebben. In het WTI project zijn alle faalmechanismen betrokken.

1 Stap1, Keuze profielen

1.1 Toelichting stap 1

Ten behoeve van de reeds eerder uitgevoerde toetsing en versterkingsontwerp van de Markermeerdijk is reeds een dijkvakindeling gemaakt. De DoV-werkwijze gaat uit van dezelfde dijkvakindeling. Wel zijn er drie aandachtspunten voor de huidige dijkvakindeling die in de volgende drie paragrafen kort worden toegelicht.

Het eerste aandachtspunt is het opstellen van de correlatie tussen laboratoriumproefresultaten en gemeten sondeer-, of bolsondeweerstand. De informatie voor het vaststellen van deze correlaties wordt op de ijklocaties verzameld. Deze locaties dienen voldoende representatief te zijn voor alle dijkvakken van het hele traject van de Markermeerdijk.

Het tweede aandachtspunt is dat het gebruik van de correlaties tot gevolg heeft dat in elk van de dwarsprofielen waarvan de stabiliteit zal worden berekend, sonderingen of bolsondemetingen beschikbaar zullen moeten zijn. Dit houdt in dat alle profielen waarvoor stabiliteitsberekeningen worden uitgevoerd, de rekenprofielen, bekend dienen te zijn voordat het veldonderzoek wordt uitgevoerd. Immers indien op later tijdstip besloten wordt nieuwe profielen door te rekenen dienen in het nieuw te bereken profiel sonderingen en bolsondemetingen beschikbaar te zijn. Dit leidt dan mogelijk tot aanvullend veldonderzoek en daarmee mogelijk ongewenste vertraging van het ontwerp.

Het derde aandachtspunt is dat er bij het uitvoeren van het onderzoeksproject Dijken op Veen aanvullende informatie over de opbouw van de ondergrond beschikbaar is gekomen voor met name de veenlagen. Daarnaast wordt in de DoV-werkwijze onderscheid gemaakt in veen- en Gyttja-lagen. Deze aanvullende informatie over de ondergrondopbouw kan reden zijn de huidige dijkvakindeling enigszins te heroverwegen.

1.2 Keuze ijkprofielen

Op basis van beschikbare informatie is door het ontwerpteam een keuze gemaakt voor de locatie van de ijkprofielen. Deze keuze is beschreven in het door Fugro Geoservices b.v. opgestelde plan van aanpak [13]. De volgende profielen zijn gekozen:

- Floriskoog, dijk 22 dijkpaal 2-4.
- Pieterman, dijk 25 dijkpaal 2-4.
- Katwoude, dijk 25 dijkpaal 29-31.
- Uitdam, dijk 28 dijkpaal 71-73.
- Kinselmeer, dijk 28 dijkpaal 128-130.
- Durgerdam, dijk 28 dijkpaal 145-147.

De keuze van de bovenstaande profielen is gemaakt op basis van de grondsoorten die ter plaatse van de dwarsprofielen in de ondergrond aanwezig zijn en de verdeling van de profielen over het gehele traject Amsterdam-Noord – Hoorn.

1.3 Keuze rekenprofielen

Ten behoeve van het ontwerp van de dijkversterking was een dijkvakindeling gemaakt en zijn maatgevende dwarsprofielen gekozen. Op basis van de nieuwe informatie gegeven in de geologische profielen [8] dient de indeling echter mogelijk te worden heroverwogen en eventueel enigszins te worden aangepast. De nieuwe informatie betreft informatie over laagdikten en de onderverdeling van de veenlaag in veen enerzijds en Gytija / Detritus anderzijds.

2 Stap 2, Uitvoeren terreinwerkzaamheden

2.1 Toelichting stap 2

De terreinwerkzaamheden vallen grofweg in 4 onderdelen uiteen:

1. Werkzaamheden ten behoeve van de geologische beschrijving van de veenlaag.
2. Uitvoeren van sonderingen en bolsondemetingen op de ijklocaties ten behoeve van het opstellen van correlaties, zie stap 4 van het stappenplan.
3. Uitvoeren van boringen ten behoeve van monsternamen voor het uit te voeren laboratoriumonderzoek, zie stap 3 en de correlaties, zie stap 4.
4. Uitvoeren van sonderingen en bolsondemetingen in alle rekenprofielen ten behoeve van de parameterbepaling.

De eerste drie onderdelen worden voornamelijk uitgevoerd op de ijklocaties. Het vierde onderdeel wordt uitgevoerd ter plaatse van alle rekenprofielen. De volgende twee paragrafen beschrijven de werkzaamheden ter plaatse van de ijklocaties en respectievelijk rekenprofielen.

In het DoV-rapport heterogeniteit [1] is toegelicht dat het gebruik van conventionele sonderingen in het achterland niet voldoende nauwkeurige resultaten oplevert. Dit geldt met name voor de zeer lage weerstand die in de veenlaag wordt gemeten. Daarom wordt in het achterland het gebruik van de nauwkeuriger bolsonde voorgeschreven. Ter plaatse van berm en kruin voldoet de conventionele sondering die daar dan ook wordt voorgeschreven. In het vervolg van dit rapport wordt de term **veldsondemetingen** gebruikt als verzamelterm voor zowel de bolsondemetingen als de conventionele sonderingen.

Opgemerkt wordt dat ten tijde van het schrijven van de voorliggende rapportage reeds gestart is met het voor de DoV-werkwijze benodigde aanvullende terreinonderzoek voor de Markermeerdijk. Een detaillering van dit gestarte onderzoek is beschreven in het door Fugro Geoservices b.v. opgestelde plan van aanpak hiervoor [13].

2.2 Ijklocaties

2.2.1 Geologische beschrijving veenlagen

Ter plaatse van de ijklocaties wordt op basis van enkele handboringen een geologische beschrijving van de ondergrond opgesteld. Bij deze geologische beschrijving ligt de nadruk op het vaststellen van de veen-, en Gytja lagen. Op basis van de geologische beschrijvingen worden de locaties van de boringen ten behoeve van de monsternamen (voor laboratoriumproeven) vastgesteld. Bij het uitvoeren van de geologische beschrijving wordt gebruik gemaakt van het in DoV ontwikkelde protocol veenbeschrijving, [9] en geologische profielen [8].

2.2.2 Veldsondemetingen

Op de ijklocaties worden in het achterland bolsondemetingen en ter plaatse van de berm en kruin conventionele sonderingen uitgevoerd. In het achterland worden bolsondemetingen uitgevoerd omdat met conventionele sonderingen met name in de veenlagen, als gevolg van de lage weerstand, niet voldoende meetnauwkeurigheid wordt bereikt. Ter plaatse van de berm en kruin wordt wel de conventionele sondering ingezet. Enerzijds omdat verwacht wordt dat het uitvoeren van een bolsondemeting in dijksmateriaal kan leiden tot schade aan de bolsonde. Anderzijds worden in de veenlaag onder de berm en kruin van de dijk hogere

sterktes in veenlaag verwacht als gevolg van hogere grondspanningen dan in het achterland. Hierdoor kan met een conventionele sondering een voldoende nauwkeurige meting worden uitgevoerd.

De ondergrond bestaat ter plaatse van de Markermeerdijk uit slappe klei en veenlagen boven het pleistocene zand. Het dijksmateriaal bestaat voornamelijk uit opgebracht klei. Een nauwkeurige bepaling van de sterkte eigenschappen van klei en veen aan de hand van sondeerwaarden vraagt een secure uitvoering van de sondering. Dit houdt in dat de sondering dient te worden uitgevoerd volgens Eurocode NEN-EN-ISO 22476-1 waarbij bij voorkeur aan klasse 1 criteria wordt voldaan. Minimaal dienen de klasse 2 criteria te worden bereikt. Dit dient voor elke sondering te worden vastgesteld. Sonderingen die hier niet aan voldoen kunnen niet worden gebruikt voor het vaststellen van de sterkte eigenschappen in klei en veen en worden daarvoor afgekeurd. Tevens dienen de resultaten met een significantie van 10 kPa (0,01 MPa) te kunnen worden gepresenteerd.

De metingen dienen te worden uitgevoerd inclusief het meten van waterspanningen direct boven de conus, u2-positie.

Ter plaatse van de ijkprofielen worden de sonderingen in duplo uitgevoerd. Dat wil zeggen, twee sonderingen op de kruin, twee ter plaatse van de berm en twee in het achterland. De sonderingen worden onderling vergeleken en bij grote afwijkingen wordt aanvullend onderzoek uitgevoerd.

2.2.3 Monstername

Ten behoeve van het laboratoriumonderzoek worden boringen uitgevoerd voor het verzamelen van voldoende monstermateriaal. De proefresultaten worden gebruikt voor het opstellen van de correlaties tussen de laboratoriumproefresultaten (zie stap 3, hoofdstuk 3) en de resultaten van de veldsondemetingen. Voor een betrouwbare correlatie dient de afstand tussen de boringen en de veldsondemetingen, waar aan het bijbehorende proefresultaat wordt gecorreleerd klein te zijn, in de orde van 0,5 m. De locaties van de boringen en sonderingen zijn beschreven in het door Fugro Geoservices b.v. opgestelde plan van aanpak [13].

In het Dijken op Veen onderzoek is geëxperimenteerd met verschillende monsternametechnieken. De ervaringen die hiermee zijn opgedaan zijn samengevat in het protocol monsterverstoring [15]. Het protocol richt zich specifiek op het steken van veenmonsters. De veenmonsters dienen conform het protocol monsterverstoring te worden gestoken.

2.3 Rekenprofielen

Ter plaatse van alle rekenprofielen worden veldsondemetingen uitgevoerd. Aan de hand van deze metingen worden de sterkte-eigenschappen van de grondlagen vastgesteld. Het vaststellen van de sterkte-eigenschappen wordt in stap 5 uitgevoerd, zie hoofdstuk 5. Voor het uitvoeren van deze veldsondemetingen gelden dezelfde eisen als die welke zijn gesteld aan de veldsondemetingen die ter plaatse van de ijklocaties zijn uitgevoerd. Zie paragraaf 2.2.2.

In elk profiel dient minimaal ter plaatse van het midden van de kruin, de berm en het achterland een sondering te worden uitgevoerd.

3 Stap 3, Uitvoeren laboratoriumproeven

3.1 Toelichting stap 3

Correlaties tussen gemeten sondeer-, of bolweerstanden en ongedraineerde schuifsterkte vormen de spil in de DoV-werkwijze. Om de correlaties te kunnen opstellen worden ter plaatse van de ijklocaties zowel veldsondemetingen als boringen uitgevoerd. Op monsters, geselecteerd uit de boringen worden laboratoriumproeven uitgevoerd. Uit de proefresultaten volgt de grootte van de, lokaal ter plaatse van de ijklocaties aanwezige, ongedraineerde schuifsterkte die vervolgens tezamen met de veldsondemetingen op die locaties worden verwerkt tot een correlatie.

Bij het opstellen van het ontwerp voor de dijkversterking is, naast informatie over de huidige sterkte van de ondergrond, informatie nodig over de sterkte-toename die als gevolg van de dijkversterking in de ondergrond zal worden gerealiseerd. Hiervoor zijn aanvullende laboratoriumproeven nodig. Paragraaf 3.2 beschrijft het benodigd laboratoriumonderzoek voor het opstellen van de correlaties. Paragraaf 3.3 beschrijft het aanvullend laboratoriumonderzoek dat nodig is voor het ontwerp van de dijkversterking.

In het DoV-onderzoek is een protocol opgesteld voor de wijze waarop Direct Simple Shear, DSS, proeven op veen bij lage spanningen dienen te worden uitgevoerd, [11]. Dit protocol is een aanvulling op het protocol dat in opdracht van Rijkswaterstaat en STOWA voor laboratoriumonderzoek ten behoeve van parameterbepaling voor de stabiliteitsanalyse voor dijken, [12], is opgesteld. Beide protocollen dienen te worden toegepast bij de uitvoering van het laboratoriumonderzoek.

Tot slot wordt opgemerkt dat ten tijde van schrijven van de voorliggende rapportage gestart is met het laboratoriumonderzoek voor de het ontwerp van de Markermeerdijkversterking. Een toelichting op dit onderzoek is beschreven in het door Fugro Geoservices b.v. opgestelde plan van aanpak [13].

3.2 Laboratoriumonderzoek ten behoeve van opstellen correlaties

3.2.1 Sterkte-proeven op Veen

Uit de analyse van de veldproeven die in het kader van het DoV I onderzoek op de proeflocatie Uidam zijn uitgevoerd volgde dat DSS proeven zeer geschikt zijn voor de parameterbepaling van veen. De analyse van de veldproeven is beschreven in [14]. In het DoV II onderzoek is gekeken naar schaafeffecten met betrekking tot het uitvoeren van DSS proeven. De resultaten van het onderzoek naar schaafeffecten is beschreven in [15]. Uit deze twee onderzoeken volgen de onderstaande aanwijzingen voor het uitvoeren van het laboratoriumonderzoek.

De sterkte van grond is spanningsafhankelijk. Bij het opstellen van de correlaties tussen sondeer-, of bolsondeweerstand dienen de laboratoriumproeven dan ook te worden uitgevoerd bij vergelijkbaar spanningsniveau als in de ondergrond heerste ten tijde van het uitvoeren van de sonderingen of bolsondemetingen. De sonderingen en bolsondemetingen worden onder dagelijkse omstandigheden uitgevoerd. Dit betekent dat de monsters, voordat de afschuiffase wordt gestart, worden geconsolideerd onder een spanning die gelijk is aan de verticale effectieve terreinspanning in het veld, op de diepte waar het monster genomen is.

In aansluiting op de nieuwe ontwikkelingen in het WTI 2017 wordt de ongedraineerde sterkte s_u gebaseerd op de sterkte bij het bereiken van de critical state. Eenvoudig gezegd is de critical state de situatie waarbij onder constante belasting doorgaande vervorming wordt gevonden. Voor (licht) overgeconsolideerde grond wordt deze situatie bereikt na het overschrijden van de pieksterkte. In de praktijk wordt bij de analyse van de laboratoriumproeven de critical state bereikt aan het einde van de afschuiffase, wanneer relatief grote rekken zijn bereikt. Uit proefresultaten is niet altijd eenduidig vast te stellen wanneer de critical state is bereikt. Dit geldt met name voor veen. Sterkteproeven op veen laten zelden een pieksterkte zien. In veel gevallen wordt voor toenemende opgelegde vervorming een toenemende sterkte gevonden. In de praktijk wordt, bij de analyse van laboratoriumproeven, de sterkte die wordt bereikt aan het einde van de afschuiffase gelijk gesteld aan de critical state sterkte. In zowel WTI 2017 als in de DoV werkwijze wordt deze werkwijze overgenomen. De in rekening te brengen sterkte is de sterkte die aan het einde van de proef is gemobiliseerd; de eindsterkte. Met name bij de Direct Simple Shear proeven geldt dat bij zeer grote rekken de metingen niet meer het werkelijke grondgedrag weergeven. Voor de Direct Simple Shear proeven is de eindsterkte gedefinieerd als de sterkte bij een opgelegde schuifvervorming van $\gamma_{\max} = 40\%$. Benadrukt wordt dat de eindsterkte de praktische toepassing van de critical state sterkte is. Formeel zijn het twee verschillende definities voor de sterkte van grond.

Voor de overige voorschriften bij het uitvoeren van de proeven op veen wordt verwezen naar de protocollen [11] en [12].

3.2.2 Sterkte-proeven op overige materialen

Conform de oorspronkelijke opdracht concentreerde het onderzoeksprogramma Dijken op Veen zich op de parameterbepaling van veen. Uit het onderzoek volgde dat een ongedraineerde benadering van de sterkte van veen het beste aansluit bij de onderzoeksresultaten. Het ligt voor de hand voor de andere slecht water doorlatende grondsoorten eenzelfde werkwijze van parameterbepaling te hanteren. De parameters worden dan op een eenduidige werkwijze bepaald. Benadrukt wordt dat bij ook voor de ongedraineerde schuifweerstand voor de kleilagen dient te worden uitgegaan van de eindsterkte, zoals beschreven in de voorgaande paragraaf. Sterk afgeraden wordt om voor de klei- en veenlagen de gedraineerde en ongedraineerde benadering in een berekening te combineren.

De DoV-werkwijze, voor wat betreft parameterbepaling, is specifiek afgeleid voor veen, maar kan voor alle grondsoorten worden toegepast. In hoofdstuk 4 wordt beschreven hoe correlaties tussen sondeer-, of bolweerstand en laboratoriumproefresultaten, moeten worden opgesteld. Dit is in algemene termen beschreven en kan voor alle veen-, en kleisoorten worden toegepast.

Bij de keuze van type proef dient voor kleisoorten te worden uitgegaan van de triaxiaalproef. Waarbij het monster anisotroop wordt geconsolideerd bij de terreinspanning. De ongedraineerde schuifsterkte wordt bepaald uit de eindwaarde van de proef. Dit is de sterkte bij grote rekken. Voor de verdere details van de proefuitvoering wordt verwezen naar het protocol [12] dat eerder in een samenwerking tussen het SBW project en STOWA is opgesteld. In WTI2017 zal een werkwijze voor de bepaling van de sterkte parameters voor klei worden opgenomen.

3.2.3 Overige laboratoriumproeven t.b.v. het opstellen van de correlaties

De proeven die ten behoeve van het opstellen van de correlaties worden uitgevoerd dienen bij de onder normale omstandigheden aanwezige verticale effectieve terreinspanning te worden uitgevoerd. Om de verticale effectieve spanning goed te kunnen bepalen dienen de volume gewichten van de verschillende grondlagen bekend te zijn. In het laboratoriumonderzoek dient dan ook het volume gewicht van alle grondlagen te worden bepaald.

Voorafgaand aan het laboratoriumonderzoek dient een goede classificatie van met name de veenlagen plaats te vinden. De wijze waarop de classificatie van de veenlagen dient te worden uitgevoerd is beschreven in het protocol veenbeschrijving [9].

3.3 Parameterbepaling ten behoeve van ontwerpsituatie

Het ontwerp van de dijkversterking zal langs grote delen van de Markermeerdijk bestaan uit een dijkverbreding, bijvoorbeeld door middel van een bermverlenging of een buitenwaartse verschuiving van de as van de kruin. Dit heeft tot gevolg dat in sommige locaties van het dwarsprofiel de verticale spanningen in de ondergrond zullen toenemen door de realisatie van de dijkversterking. Dit is nader toegelicht in paragraaf 8.3.

Het controleren van de stabiliteit van het ontwerp van de dijkversterking dient uit te gaan van de sterkte eigenschappen in de ondergrond die na de dijkversterking worden verwacht. Omdat de sterkte van grond sterk spanningsafhankelijk is, zijn de sonderingen die voor de huidige situatie zijn gemaakt niet zonder meer representatief.

Om toch sterkte eigenschappen van de ondergrond te bepalen die na realisatie van de dijkversterking aanwezig zijn is aanvullend grondonderzoek nodig. In het aanvullend grondonderzoek wordt de s_u – ratio, S , voor normaal geconsolideerde, nc , situatie bepaald:

$$S = \left(\frac{s_u}{\sigma'_{vy}} \right)_{nc} \quad (3.1)$$

Waarin:

s_u Ongedraineerde sterkte.
 σ'_{vy} Consolidatiespanning in de proef.

Met de s_u -ratio kan de huidige sterkte verschaald worden naar de sterkte bij hogere spanningen van na de dijkversterking. Bij het controleren van de stabiliteit van de dijkversterking wordt dan de grensspanning, na realisatie van de dijkversterking, gelijk genomen aan dan heersende verticale effectieve terreinspanning. De gunstige werkende effecten als aging etc. worden hierbij verwaarloosd. Deze verscaling naar hogere grondspanningen met vergelijking (3.1) is nader toegelicht in hoofdstuk 8.

De uitvoering van de aanvullende proeven dient conform protocol [12] te worden uitgevoerd. Hierbij is belangrijk dat voor veen DSS proeven worden uitgevoerd en dat de consolidatiespanning voldoende ruim hoger ligt dan de oorspronkelijke grensspanning van het beproefde monsters. Richtlijnen voor de keuze van de consolidatiespanning zijn gegeven in [12]. Ook hier geldt dat voor de proeven op veen in aanvulling op het protocol [12] de richtlijnen uit [11] moeten worden gevolgd.

4 Stap 4, Opstellen correlaties

4.1 Toelichting stap 4

In stap 4 wordt de correlatie afgeleid tussen de sondeerresultaten en het laboratoriumonderzoek. Een toelichting op de uitvoering van de sonderingen is gegeven in hoofdstuk 2. Het laboratoriumonderzoek is nader toegelicht in hoofdstuk 3. De correlaties worden opgesteld aan de hand van beide meetdata van een aantal ijklocaties.

Paragraaf 4.2, beschrijft hoe de correlatie tussen gemeten sondeer-, of bolsondeweerstand en de laboratoriumresultaten moet worden opgesteld. De waarden voor de factoren die voor het opstellen van de correlatie worden vastgesteld hebben een spreiding. Deze spreiding kan worden onderverdeeld in twee componenten. De eerste component is de spreiding als gevolg van de natuurlijke heterogeniteit van het veen. De tweede component is de spreiding als gevolg van de onzekerheid in de gebruikte formulering van het grondgedrag, tekortkomingen van de toegepaste proefprocedures, etc. De tweede component wordt aangeduid met transformatie onzekerheid. De grootte van de spreiding in resultaten is nodig bij het bepalen van karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte, zoals in hoofdstuk 5 beschreven. Paragraaf 4.3 geeft aan hoe de verschillende parameters, die in stap 5 worden gebruikt bij het bepalen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte, moeten worden berekend.

4.2 Uitwerken correlaties

Bij de uitwerking van de correlaties worden de volgende definities gehanteerd. Voor de conventionele sondering geldt:

$$s_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}}, \quad q_{net} = q_t - \sigma_{v0}, \quad q_t = q_c + (1-a)u_2 \quad (4.1)$$

Waarin:

- a Conusfactor.
- u_2 Waterspanning gemeten boven de conus.
- σ_{v0} Totale verticale grondspanning.
- q_c Gemeten sondeerweerstand.
- q_t Voor waterspanning gecorrigeerde sondeerweerstand.
- q_{net} Voor totaal spanning en waterspanning gecorrigeerde sondeerweerstand.
- N_{kt} Correlatiefactor tussen gecorrigeerde sondeerweerstand en ongedraineerde schuifsterkte.

Voor de bolsondemetingen geldt:

$$s_u = \frac{q_{ball}}{N_b} \quad (4.2)$$

Waarin:

- q_{ball} Gemeten bolsondeweerstand.
- N_b Correlatiefactor tussen bolsondeweerstand en ongedraineerde schuifsterkte.

Van elk uitgevoerde laboratoriumproef is de ongedraineerde schuifsterkte, s_u bepaald in stap 3. Bij het uitvoeren van de terreinwerkzaamheden op de ijklocaties zijn de sonderingen,

respectievelijk de bolsondemetingen op korte afstand, circa 0,5 m, van de boringen uitgevoerd. Bij aanvang van het opstellen van de correlaties worden de boringen en de sondering of bolsondemetingen die bij elkaar zijn uitgevoerd opgezocht. Vervolgens wordt voor elke uitgevoerde triaxiaal-, of DSS-proef de oorspronkelijke diepte van het monster vastgesteld. Daarna wordt in de sondering of bolsondemeting, die is uitgevoerd naast de boring, waaruit het bewuste proefstuk is geselecteerd, de gemeten weerstand op dezelfde diepte bepaald. Bij de bepaling van de gemeten weerstand dient te worden gemiddeld over de hoogte van het proefstuk (orde 5 cm bij DSS proeven). Bij een correlatie met de sonderingen dient de sondeerwaarde te worden gecorrigeerd voor gemeten waterspanning en totaaldruk. Deze correctie vindt plaats door q_{net} te bepalen conform vergelijking (4.1).

Voor elke grondsoort dient uiteindelijk één N_{kt} of N_b waarde te worden vastgesteld. Per grondsoort dient één proeftype, bijvoorbeeld triaxiaal proeven (klei) of DSS proeven (veen) te worden toegepast bij het opstellen van de correlatie. Omdat er in het achterland bolsondemetingen wordt uitgevoerd, wordt voor elke grondlaag in het achterland één N_b waarde afgeleid. Voor elke grondlaag onder de berm en/of kruin wordt één N_{kt} – waarde afgeleid. Vooralsnog wordt er dus geen onderscheid gemaakt tussen de N_{kt} waarde onder de berm en de N_{kt} -waarde onder de kruin.

Voor de complete data set van alle ijklocaties wordt per grondsoort de waarde voor N_{kt} respectievelijk N_b gevonden via lineaire regressie. Hierbij wordt gezocht naar de waarden van N_{kt} (resp N_b) waarvoor de som van de kwadraten van residuen, zie vgl (4.3) minimaal is.

$$F_{kt} = \sum_i \left(s_{u,i} \frac{N_{kt}}{q_{net,i}} - 1 \right)^2, \quad (4.3)$$

$$F_{ball} = \sum_i \left(s_{u,i} \frac{N_b}{q_{ball,i}} - 1 \right)^2$$

Waarin:

- $s_{u,i}$ Ongedraineerde schuifsterkte op proefresultaat op diepte i [kN/m^2].
- $q_{net,i}$ Gecorrigeerde conusweerstand op diepte i [kN/m^2], behorend bij $s_{u,i}$.
- $q_{ball,i}$ Gemeten bolweerstand op diepte i [kN/m^2], behorend bij $s_{u,i}$.

De correlaties (4.1) en (4.2) kennen een onzekerheid die wordt aangeduid met transformatieonzekerheid. De maat voor de transformatieonzekerheid is de variatiecoëfficiënt die uit beide correlaties volgt. Deze is gegeven in vergelijking (4.4).

$$VC_{N_{kt}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n \left(\frac{s_{u,i} - \frac{q_{net,i}}{N_{kt}}}{\frac{q_{net,i}}{N_{kt}}} \right)^2}{n-1}}, \quad (4.4)$$

$$VC_{N_b} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n \left(\frac{s_{u,i} - \frac{q_{ball,i}}{N_b}}{\frac{q_{ball,i}}{N_b}} \right)^2}{n-1}}$$

Waarin:

$VC_{N_{kt}}$ De variatiecoëfficiënt voor het verschil $s_u - q_{net} / N_{kt}$.

VC_{N_b} De variatiecoëfficiënt voor het verschil $s_u - q_b / N_b$.

n aantal combinaties laboratorium metingen met bijbehorende gemeten sondeer-, of bolweerstand.

4.3 Bepaling standaard afwijking

Ten behoeve van de bepaling van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte, zoals beschreven in hoofdstuk 5 zijn enkele parameters nodig die in deze paragraaf worden beschreven. De onderstaande tekst is een bewerking van hoofdstuk 5 uit [1].

De in rekening te brengen standaard afwijking van de ongedraineerde sterkte bestaat uit twee componenten. De eerste component verdisconteert de transformatie onzekerheid, zie paragraaf 4.2. Beide componenten worden samengevoegd volgens vergelijking (4.5).

$$VC_{\text{gemiddeld}} = \sqrt{VC_{\text{gemiddeld, ruimtelijk}}^2 + VC_{\text{gemiddeld, transformatie}}^2} \quad (4.5)$$

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

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 in het beschouwde gebied dergelijke dunne lagen voorkomen (zoals bij het 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.

$$\begin{aligned}
 VC_{\text{gemiddeld.ruimtelijk}} &\approx \sqrt{\left(\frac{1}{n_{\text{m.regionaal}}} + \Gamma^2 + \gamma_v \cdot (1 - \Gamma^2)\right)} \cdot VC_{\text{regionaal}} \\
 \Gamma^2 &\approx 1 - \alpha_v \\
 \gamma_v &\approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1\right) \\
 SD_{\text{regionaal}} &= VC_{\text{regionaal}} \cdot s_{\text{u.gelineariseerd}}(z_{\text{midden}}) \\
 VC_{\text{sond},i} &= \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left(\frac{q}{N \times s_{\text{u.gelineariseerd},i}} - 1\right)^2}{n_{\text{metingen},i}}} \\
 VC_{\text{regionaal}} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} \sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left(\frac{q}{N \times s_{\text{u.gelineariseerd},i}} - 1\right)^2}{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} n_{\text{metingen},i}}} \quad (4.6) \\
 \alpha_v &= \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} VC_{\text{sond},i}^2}{n_{\text{sonderingen}} \times VC_{\text{regionaal}}^2}
 \end{aligned}$$

Hierin is:

- $n_{\text{m.regionaal}}$** Het aantal gebruikte metingen (per 0,025m) voor het bepalen van $SD_{\text{regionaal}}$ uit alle sonderingen samen. Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens zeer groot is geldt in praktijk: $\frac{1}{n_{\text{m.regionaal}}} \rightarrow 0$.
- γ_v** De verticale variantie-reductiefactor. De gegeven uitdrukking $\gamma_v \approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1\right)$ is volgens (Vanmarcke, 1977) van toepassing bij een exponentieel verloop van de auto-correlatiefunctie. Bij $\gamma_v = 1$ resulteert de standaardafwijking op de lokale waarde. Bij $\gamma_v = 0$ resulteert de standaardafwijking op de gemiddelde waarde.
- Γ^2** De resterende variantiereductiefactor van de lokaal gemiddelde waarde.
- $VC_{\text{regionaal}}$** Variatiecoëfficiënt op de ruimtelijke variabiliteit van de gemeten weerstand voor alle sonderingen samen.
- $SD_{\text{regionaal}}$** De standaardafwijking op de ruimtelijke variabiliteit van de gemeten weerstand voor alle sonderingen samen [kPa].
- 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** N_b of N_{kt} afhankelijk van gebruik bolsonde of conventionele sondering.
- q** q_{net} of q_b afhankelijk van gebruik bolsonde of conventionele sondering.

Transformatieonzekerheid

Wanneer de standaardafwijking op de lokaal gemiddelde waarde uit een correlatie met de sondeerweerstand wordt bepaald, dan moet ook rekening worden gehouden met de toegevoegde variantie door de transformatie ($SD_{\text{transformatie}}^2$). Een deel van deze variantie zal systematisch zijn (mogelijk: afhankelijk van veensoort, spanningsniveau, overconsolidatiegraad en van sonderingsmaterieel en -uitvoering) en een deel zal willekeurig zijn. Het willekeurige deel mag worden gemiddeld over de laagdikte.

$$SD_{\text{gemiddeld,transformatie}} \approx \sqrt{\left(r_{\text{sys}} + \frac{1}{n_{\text{m,doorsnede}}} \right)} \cdot SD_{\text{transformatie}}$$

$$SD_{\text{transformatie, bol}} = VC_{\text{Nb}} \times s_u(z) \quad (4.7)$$

$$SD_{\text{transformatie, sondering}} = VC_{\text{Nkt}} \times s_u(z)$$

Hierin is:

- $n_{\text{m,doorsnede}}$** 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: $\frac{1}{n_{\text{m,doorsnede}}} \rightarrow 0$.
- $SD_{\text{transformatie}}$** De standaardafwijking op $\frac{q}{N}$ [Pa].
- r_{sys}** De systematische fractie van $SD_{\text{transformatie}}^2$ ($0 < r < 1$). Conform [5] wordt aangehouden $r_{\text{sys}} = 0,75$.
- VC_{Nkt}** Transformatieonzekerheid bij gebruik sondering, zie vgl (4.4).
- VC_{Nb}** Transformatieonzekerheid bij gebruik bolsonde, zie vgl (4.4).

Nu $SD_{\text{gemiddeld,ruimtelijk}}$ bepaald is in vergelijking (4.6) en $SD_{\text{gemiddeld,transformatie}}$ in vergelijking (4.7) kan $SD_{\text{gemiddeld}}$ worden bepaald met vergelijking (4.5).

Tot slot wordt een optimalisatie toegepast door uit te gaan van een log-normale verdeling. Bij het berekenen van de karakteristieke waarde wordt gebruik gemaakt van de volgende standaardafwijking SD en verwachtingswaarde E voor de corresponderende normale verdeling van $\ln(s_u)$. Het gebruik van de log-normale verdeling resulteert in:

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

$$SD_{\ln(s_u)} = \sqrt{\ln\left(1 + (VC_{\text{gemiddeld}})^2\right)} \quad (4.8)$$

5 Stap 5, Bepalen rekenparameters

5.1 Toelichting stap 5

In stap 5 worden de rekenwaarden voor de sterkteparameters afgeleid. De rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte wordt in drie stappen bepaald. In stap 5a wordt de verwachtingswaarde bepaald, in stap 5b de karakteristieke ondergrenswaarde en in stap 5c de rekenwaarde. In de onderstaande drie paragrafen zijn deze stappen nader toegelicht.

De ongedraineerde schuifsterkte wordt bepaald aan de hand van veldsondemetingen. De veldsondemetingen worden onder dagelijkse omstandigheden uitgevoerd. Verwacht mag worden dat bij maatgevende waterstanden de spanningstoestand in het dijklichaam en ondergrond tijdens de hoog-waterduur kan veranderen. Dit is het gevolg van indringing van buitenwater in dijklichaam en ondergrond. De verandering van de spanningscondities zal leiden tot een verandering in ongedraineerde schuifsterkte. Hiervoor dient te worden gecorrigeerd. De correctie wordt toegepast op de karakteristieke waarde voor de schuifsterkte.

In paragraaf 5.5 wordt de bepaling van de rekenwaarde toegelicht. Hierbij wordt gebruik gemaakt van materiaalfactoren. De grootte van de toe te passen materiaalfactoren is gegeven in Tabel 5.1 en Tabel 5.2. Deze materiaalfactoren zijn niet los te zien van de andere partiële veiligheidsfactoren. Wijziging in een van de partiële factoren kan gevolgen hebben voor de overige te hanteren partiële factoren binnen de totale veiligheidsfilosofie.

5.2 Stap 5a, bepaling verwachtingswaarde

De sterkte eigenschappen worden bepaald uit sonderingen met behulp van de correlaties uit hoofdstuk 4. Voor een efficiënte bepaling van de verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte met behulp van sonderingen is de software tool DoV-Soilmodel ontwikkeld. Een toelichting op het gebruik van DoV-Soilmodel is beschreven in de handleiding [2]. Kort samengevat komt de bepaling hierop neer:

- Bepaal uit de sondering de locatie van de laag of lagen waarvoor de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte wordt uitgevoerd.
- Maak met behulp van de software een lineaire fit van de gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} indien gebruik wordt gemaakt van een conventionele sondering en van q_{ball} in geval van een bolsondering.
- Houd rekening met de onder-, en bovenzijde van de laag of lagen vanaf 1 keer de diameter onder de bovenzijde van de veenlaag tot 3 keer de diameter boven de onderzijde. Behandel eventueel lokale pieken zoals toegelicht in de handleiding [2].
- Bepaal hieruit het verloop van q_{net} of q_{ball} over de hoogte van de laag.
- Bepaal met behulp van N_{kt} bij gebruik van conventionele sonderingen of N_b in het geval van bolsonderingen het verloop van de ongedraineerde schuifsterkte over de laagdikte.
- Maak een linearisering van het verloop van de schuifsterkte over de laagdikte.
- Bepaal de ongedraineerde schuifsterkte aan de boven-, en onderzijde van de veenlaag.

Een rekenvoorbeeld van de bovenstaande stappen is opgenomen in bijlage C en bijlage D. Opgemerkt wordt dat in het computerprogramma DGeo-Stability het verloop van de ongedraineerde schuifsterkte over de veenlaag wordt vastgelegd door aan de boven-, en onderzijde van de veenlaag de ongedraineerde schuifsterkte op te leggen. In DoV-Soilmodel wordt aan de bovenzijde van de veenlaag de ongedraineerde schuifsterkte vastgelegd in

combinatie met de gradiënt. Vervolgens wordt bij de invoer van de stabiliteitsberekening de ongedraineerde schuifsterkte aan de boven-, en onderzijde van de veenlaag berekend.

5.3 Stap 5b, Bepaling karakteristieke waarde

De wijze waarop karakteristieke waarde van de schuifsterkte dient te worden bepaald is beschreven in DoV II eindrapport heterogeniteit [1]. De hierna volgende tekst geeft een korte samenvatting van de uit te voeren werkzaamheden.

In paragraaf 4.3 wordt beschreven hoe de standaard afwijking van de gelineariseerde schuifsterkte moet worden bepaald. Dit resulteerde in vergelijking (4.8). Aan de hand van de gelineariseerde schuifsterkte, bepaald in stap 5a en de standaard afwijking bepaald met vergelijking (4.8) kan de karakteristieke waarde worden bepaald volgens:

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

of

$$s_{u,gelineariseerd, kar} = f^{-1}\left(0,05, E(\ln(s_{u,gelineariseerd})), SD(\ln(s_u))\right)$$
(5.1)

Waarin:

$E(\ln(s_{u,gelineariseerd}))$	De verwachtingswaarde van de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte voor log normale verdeling.
$SD(\ln(s_u))$	De standaard deviatie van de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte voor log normale verdeling.
f^{-1}	Inverse van de log normale verdeling.

Waarin $E(\ln(s_{u,gelineariseerd}))$ en $SD(\ln(s_u))$ volgen uit vergelijking (4.8). Deze bewerking wordt voor elke grondlaag uitgevoerd. DoV-Soilmodel bepaald voor de bovenzijde van de laag de ongedraineerde schuifsterkte en geeft een gradiënt over de laagdikte. Met behulp van de laagdikte kan vervolgens de ongedraineerde schuifsterkte aan de onderzijde van de laag worden vastgesteld. Een toelichting op het gebruik van de resultaten uit DoV-Soilmodel is gegeven in de bijlage C.

5.4 Correctie karakteristiek waarde naar Maatgevende omstandigheden

De grootte van de ongedraineerde schuifsterkte is afhankelijk van de actuele spanningscondities. De sonde meting waaruit de ongedraineerde schuifsterkte wordt bepaald wordt onder dagelijkse omstandigheden uitgevoerd. Tijdens maatgevende omstandigheden, de situatie waarvoor de stabiliteitsanalyse wordt uitgevoerd, zal als gevolg van indringing van buitenwater de spanningscondities veranderd zijn ten opzichte van dagelijkse omstandigheden. Hiervoor dient een correctie te worden uitgevoerd. De correctie is hieronder toegelicht.

Voor de beschrijving van het sterkte gedrag als functie van de verticale spanning wordt uitgegaan van de onderstaande vergelijking:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vi}} = S \left(\frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vi}} \right)^m, \quad S = \left(\frac{s_u}{\sigma_{vc}} \right)_{nc}$$
(5.2)

In vergelijking (5.2) geeft de σ'_{vi} de verticale effectieve terreinspanning en σ_{vc} de grensspanning. In het laboratoriumonderzoek wordt de ongedraineerde schuifsterkte bepaald nadat het monster is geconsolideerd bij de terreinspanning. Onder terreinspanning wordt

verstaan de verticale effectieve spanning onder dagelijkse omstandigheden. Deze schuifsterkte wordt gecorreleerd aan de resultaten van de veldsondemetingen die eveneens onder dagelijkse omstandigheden worden uitgevoerd. Tijdens het optreden van MHW kunnen de spanningscondities anders zijn. Door indringing van water zal de korrelspanning doorgaans afnemen. Afhankelijk van de waarde voor m zal dan volgens vergelijking (5.2) de waarde voor s_u eveneens afnemen. Bij het indringen van water kan worden gedacht aan het buitenwater dat het dijklichaam infiltreert en het korrelspanningsniveau in het dijklichaam verlaagt. Een andere mogelijkheid is de indringing van water uit een watervoerende laag met verhoogde waterdruk, bijvoorbeeld de pleistocene zandlaag. Als gevolg van de door de hogere buitenwaterstand verhoogde potentiaal in de zandlaag, zal water indringen in het boven gelegen slappe lagenpakket. De waarde voor s_u zal hiervoor moeten worden gecorrigeerd. Met betrekking tot het bepalen van de dagelijkse omstandigheden wordt opgemerkt dat dit formeel de omstandigheden zijn tijdens het uitvoeren van de sonderingen. Bij de vaststelling van de correlatie zou dan gebruik moeten worden gemaakt van de stijghoogten en waterstanden die heersten op moment van het uitvoeren van de sondering. Omdat onder dagelijkse omstandigheden fluctuaties gering zijn zal het daadwerkelijk vaststellen van de actuele grondwaterstanden op het moment van de uitvoering van de sondering weinig toegevoegde waarde hebben. In plaats daarvan kan worden gewerkt met polderpeilen en gemiddelde stijghoogten in zandlagen.

Met betrekking tot de geohydrologie geldt specifiek voor de Markermeerdijk dat:

1. Voor de meeste dwarsprofielen de freatische lijn in het dijklichaam boven Maatgevend Hoog Water ligt. Dit houdt in dat de indringing van buitenwater slechts een beperkte invloed op de waterspanningen in het dijklichaam zal hebben. Hierbij moet rekening worden gehouden met eventuele uitgangspunten met betrekking tot verandering van opbolling tijdens maatgevende omstandigheden.
2. Uit metingen in het achterland blijkt dat in de veenlaag de waterspanning min of meer hydrostatisch verloopt. In de pleistocene zandlaag is de stijghoogte lager dan het aangehouden polderpeil. Er is sprake van een inzijgingsgebied. De stijghoogte verloopt over de tussenliggende kleilaag. Uit responsmetingen volgt dat de verwachte stijging van de stijghoogte in het pleistocene zandpakket tijdens MHW beperkt zal zijn tot enkele decimeters. Deze verhoogde stijghoogte zal enige invloed hebben op het korrelspanningsniveau in de kleilaag gelegen tussen het zandpakket en de veenlaag. Dit is nader toegelicht in de rekenvoorbeelden in bijlagen C en D.
3. Bij de berekening van de dijkstabiliteit bij extreme neerslag wordt aangenomen dat, als gevolg van de extreme neerslag, de freatische lijn in het dijklichaam zal toenemen. De stijging van de freatische lijn zal leiden tot een afname van het korrelspanningsniveau in het dijklichaam. Hiervoor dient de s_u waarde conform vergelijking (5.2) te worden gecorrigeerd.

Verscalen naar een effectieve verticale spanning bij de maatgevende hydraulische belasting kan als volgt, zie [1]:

$$\begin{aligned}
 S_{u,u} &= S_{u,i} \frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}} \left(\frac{OCR_{v,u}}{OCR_{v,i}} \right)^m \\
 S_{u,u} &= S_{u,i} \frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}} \left(\frac{\max(\sigma_{vc}, \sigma'_{v,u}) / \sigma'_{v,u}}{\sigma_{vc} / \sigma'_{v,i}} \right)^m \\
 S_{u,u} &= S_{u,i} \left(\frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}} \right)^{1-m} \left(\frac{\max(\sigma_{vc}, \sigma'_{v,u})}{\sigma_{vc}} \right)^m
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

Waarin:

- OCR_{v,i} Verhouding tussen grensspanning, σ_{vc} en initiële terreinspanning $\sigma'_{v,i}$.
- OCR_{v,u} Verhouding tussen grensspanning, σ_{vc} en terreinspanning na dijkverzwaring $\sigma'_{v,u}$.
- $S_{u,i}$ Initiële karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte bepaald in paragraaf 3.3.
- $S_{u,u}$ Uiteindelijke karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte, te gebruiken bij het berekenen van de schuifsterkte na spanningsverandering (bijvoorbeeld bij maatgevende hydraulische belasting of na dijkversterking).
- $\sigma'_{v,u}$ Verticale effectieve spanning na een spanningsverandering.

Opgemerkt wordt dat vergelijking (5.3) de algemene situatie beschrijft van een spanningsverandering. Indringing van buitenwater zal leiden tot een afname van de effectieve spanning. In dat geval geldt: $\left(\frac{\max(\sigma'_{vc}, \sigma'_{v,u})}{\sigma'_{v,c}} \right)^m = 1$ en vereenvoudigt vergelijking (5.3) tot:

$$S_{u,u} = S_{u,i} \left(\frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}} \right)^{1-m} \tag{5.4}$$

De locaties in het dwarsprofiel waar een correctie volgens vergelijking (5.4) moet worden uitgevoerd worden bepaald aan de hand van de waterspanningsveranderingen bij MHW die volgen uit het Technisch Rapport waterspanningen bij dijken [3]. De correctie voor de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte vindt als volgt plaats:

- Bepaal conform de handreiking waterspanningen bij dijken [3] de verandering van de freatische lijn in de dijk.
- Bepaal conform de handreiking waterspanningen bij dijken [3] de indringingslengte rondom de watervoerende lagen.
- Bepaal de locaties in het dwarsprofiel waar de verticale effectieve spanning daadwerkelijk verandert als gevolg van het optreden van een maatgevende waterstand.
- Corrigeer voor die locaties de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte volgens vergelijking (5.3) of indien sprake is van een afname van de effectieve spanning vergelijking. (5.4).

5.5 Stap 5c, Bepaling rekenwaarde sterkte eigenschappen

5.5.1 Materiaalfactor, γ_m

De materiaalfactoren voor de hier beschreven DoV-werkwijze zijn afgeleid en toegelicht in [5]. Tabel 5.1 en Tabel 5.2 geven een samenvatting.

Materiaal	γ_m
Dijksmateriaal, s_u	1,23
Klei siltig of zandig, s_u	1,23
Klei humeus, s_u	1,23
veen, s_u	1,29
Gyttja, s_u	1,33
<i>Ophoogmateriaal:</i>	
Klei, c'	1,15
Klei, $\tan(\varphi')$	1,08
Zand, $\tan(\varphi')$	1,06

Tabel 5.1 Toe te passen materiaalfactoren voor de bepaling van de **o-variant**, alleen van toepassing op de Markermeerdijk, voor een referentieperiode van 10 jaar en basis- $\beta = 4,32$

Materiaal	γ_m
Dijksmateriaal, s_u	1,30
Klei siltig of zandig, s_u	1,30
Klei humeus, s_u	1,30
veen, s_u	1,39
Gyttja, s_u	1,44
<i>Ophoogmateriaal:</i>	
Klei, c'	1,20
Klei, $\tan(\varphi')$	1,10
Zand, $\tan(\varphi')$	1,08

Tabel 5.2 Toe te passen materiaalfactoren alleen van toepassing op de versterking van de Markermeerdijk, gebaseerd op jaarkansbenadering en basis- $\beta = 4,8$

Zoals toegelicht in de inleiding van dit rapport wordt voor de 0-variant de veiligheidsfilosofie gebaseerd op levensduurbenadering, met een levensduur van 10 jaar, toegepast. De bijbehorende materiaalfactoren zijn gegeven in Tabel 5.1. Voor het ontwerpen van de daadwerkelijke dijkversterking wordt de conservatievere jaarkansbenadering gevolgd. De bijbehorende materiaalfactoren zijn gegeven in Tabel 5.2.

Opgemerkt wordt dat de hier vermelde materiaalfactoren onderdeel uitmaken van een set van partiële veiligheidsfactoren. De overige partiële veiligheidsfactoren worden besproken in hoofdstuk 6. De set partiële veiligheidsfactoren vormt een geheel. Wijziging van een van de factoren heeft gevolgen voor de waarde van de andere factoren en maatgevende belasting. Dit is nader toegelicht in hoofdstuk 8.

5.5.2 Vaststellen rekenwaarde

Aan de hand van de materiaalfactoren uit Tabel 5.1 en de karakteristieke waarden voor de sterkte parameters bepaald conform paragraaf 5.2 en 5.3 zijn voor de klei -, en veenlagen de rekenwaarde voor de sterkte parameters te bepalen conform vergelijking (5.5):

$$s_{u,d} = \frac{s_{u,kar}}{\gamma_m} \quad (5.5)$$

Waarin:

$s_{u,d}$ = Rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte.
 $s_{u,kar}$ = Karakteristieke waarde ongedraineerde schuifsterkte.
 γ_m = Materiaalfactor.

Voor de zandlagen, zowel de antropogene zandlagen als de natuurlijke zandlagen worden gedraineerde sterkte eigenschappen in rekening gebracht. Hierbij wordt voor de zandlagen geen cohesie in rekening gebracht. De rekenwaarde voor de sterkte van de zandlagen wordt dan als volgt bepaald:

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\varphi'_{kar})}{\gamma_m} \right) \quad (5.6)$$

Waarin:

φ'_d = Rekenwaarde hoek van inwendige wrijving.
 φ'_{kar} = Karakteristieke waarde hoek van inwendige wrijving.

5.6 Samenvatting stap 5

De activiteiten uit de bovenstaande paragrafen zijn als volgt samengevat:

- Bepaal met hulp van de boring de ligging van de veenlaag in elke sondering/bolsondemeting.
- Stap 5a: Fit per sondering / bolsondemeting een lineair verloop $s_{u,gelineariseerd}(z)$ op het verloop van q_{bol}/N_b of van q_{net}/N_{kt} , vanaf 1 keer de diameter onder de bovenzijde van de veenlaag tot 3 keer de diameter boven de onderzijde. Dit kan met behulp van het computerprogramma D-Soilmodel worden uitgewerkt.
- Stap 5b, Bepaal de karakteristieke waarde van $s_{u,gelineariseerd}(z_{midden})$ bij de actuele laagdikte, met hulp van vergelijking (5.1).
- Verschaal de karakteristieke waarde naar de spanningsomstandigheden die gelden tijdens de berekening, met hulp van vergelijking (5.3).
- Stap 5c, Bepaal ten slotte de rekenwaarde voor de ongedraineerde sterkte op basis van de karakteristieke waarde, met hulp van de vooraf vastgestelde partiële materiaalfactor, zie vergelijking (5.5) en voor zand (5.6).

6 Stap 6, Bepaling overige uitgangspunten

6.1 Toelichting op stap 6

De Markermeerdijk is getoetst en er is een ontwerp voor de dijkversterking van de afgekeurde trajecten opgesteld. Dit houdt in dat de benodigde toets-, en ontwerpuitgangspunten reeds beschikbaar zijn. Echter, bij de uitgevoerde toetsing en ontwerp is uitgegaan van een gedraineerde stabiliteitsanalyse en de vigerende normering met bijbehorende set van partiële veiligheidsfactoren. De DoV-werkwijze gaat uit van een ongedraineerde stabiliteitsanalyse en de normering aansluitend op het nieuwe toetsinstrumentarium WTI. Zoals in de inleiding toegelicht kan de huidige vigerende veiligheidsfilosofie, die ontwikkeld is voor gedraineerde sterkte eigenschappen, niet zondermeer in het DoVII werkwijze, gebaseerd op ongedraineerde sterkte eigenschappen, worden toegepast. De veiligheidsfilosofie die in deze werkwijze wordt beschreven sluit zoveel als mogelijk aan bij de ontwikkelingen in WTI. Dit maakt mogelijk dat het dijkontwerp dat met de DoV werkwijze wordt ontworpen later kan worden getoetst conform de dan geldende normen. Voor die aspecten die in het WTI nog niet zijn uitgekristalliseerd, zijn in de DoV werkwijze veilige keuzes gemaakt. Eén van de belangrijke punten hierin is de overweging gebruik te maken van een levensduur benadering of een jaarkansbenadering. In de DoV werkwijze is ervoor gekozen de levensduurbenadering voor de 0-variant toe te passen en de jaarkansbenadering voor het ontwerp van de daadwerkelijke dijkversterking.

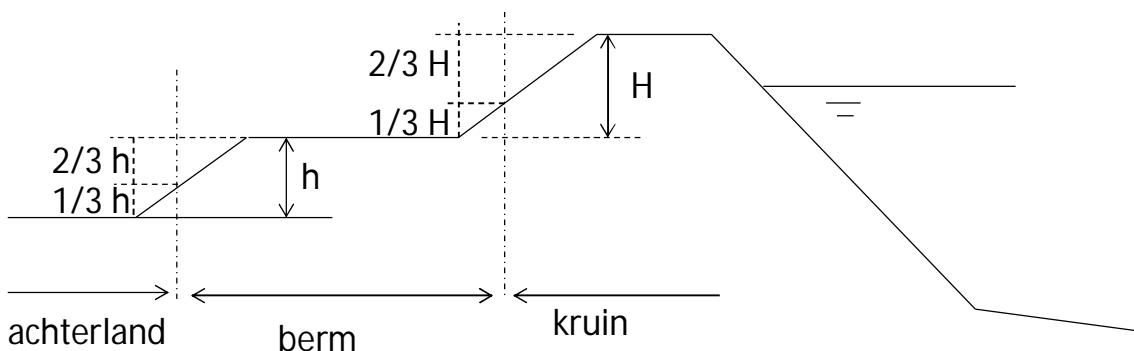
De overgang van de vigerende werkwijze voor stabiliteitsanalyse naar de DoV-werkwijze heeft niet alleen gevolgen voor de aan te passen sterkte eigenschappen, maar in beperkte mate ook voor andere uitgangspunten. In stap 6 worden de overige uitgangspunten bepaald. Daar waar de DoV-werkwijze afwijkt van de vigerende werkwijze wordt een toelichting gegeven hoe de betreffende uitgangspunten moeten worden vastgesteld.

6.2 Ondergrondschematisatie

Met betrekking tot het schematiseren van de ondergrond zijn in het DoV-project geen nieuwe ontwikkelingen uitgewerkt. Wel zijn er enkele aandachtspunten:

- Elke grondlaag waarvoor met behulp van sonderingen een ongedraineerde schuifsterkte wordt bepaald dient als aparte grondlaag in de schematisatie te worden opgenomen. Dit houdt onder andere in dat onderscheid moet worden gemaakt tussen grondlagen onder de dijk, onder de berm en in het achterland.
- Van elk te berekenen dwarsprofiel zijn minimaal 3 sonderingen, ter plaatse van de kruin, berm en achterland, nodig. De informatie van deze sonderingen dient in de schematisatie te worden verwerkt.
- Conform Technisch Rapport waterspanningen bij dijken [3], wordt bij het bepalen van het diepteverloop van de waterspanningen gebruik gemaakt van een indringingszone boven de watervoerende laag of lagen. In de huidige en voorgaande versies van het computerprogramma DGeo-Stability dient de bovenzijde van de indringingslengte samen te vallen met een laagscheiding. Dit zal in veel gevallen inhouden dat lagen moeten worden opgesplitst.
- De veenlagen moeten worden onderscheiden van de andere organische lagen zoals de Gytja en Detritus, zie [9].
- Bij het bepalen van de sterkte eigenschappen wordt onderscheidt gemaakt in sterkte eigenschappen ter plaatse van de kruin, berm en achterland. Voor elk van die locaties in het dwarsprofiel dienen sonderingen te zijn uitgevoerd en aan de hand van die sonderingen sterkte eigenschappen te zijn bepaald. Figuur 6.1 geeft in het dwarsprofiel

aan waar de grenzen liggen waar de sterkte parameters die respectievelijk onder de kruin, berm en achterland zijn bepaald moeten worden toegepast.



Figuur 6.1 Schets met overgangen tussen de gebieden waar de sterkte eigenschappen die bepaald zijn ter plaatse van kruin, berm en achterland dienen te worden toegepast

In de handleiding van het computerprogramma DoV -Soilmodel wordt het gebruik van het programma en aandachtspunten bij invoer en schematisatie verder toegelicht.

6.3 Maatgevende belastingen

6.3.1 Verkeersbelasting

De verkeersbelasting wordt conform de vigerende werkwijze vastgesteld.

6.3.2 Maatgevend meerpeil

Bij de vaststelling van de partiële veiligheidsfactoren is, voor de uitwerking van de o-variant, uitgegaan van een levensduurbenadering bij een referentieperiode van 10 jaar, zie paragraaf 5.4. Dit heeft tot gevolg dat het maatgevend meerpeil dient te worden verhoogd met de halve decimeringshoogte. De decimeringshoogte kan conform de vigerende leidraden worden vastgesteld. Voor de betreffende Markermeerdijk bedraagt de decimeringshoogte 0,29m.

Bij daadwerkelijk ontwerp van de dijkversterking wordt uitgegaan van een jaarkansbenadering hierbij **geen** correctie op het maatgevend meerpeil te worden uitgevoerd.

6.4 Grondwaterstanden en Stijghoogtes

Grondwaterstanden en stijghoogtes worden geschematiseerd conform de werkwijze in het Technisch Rapport waterspanningen bij dijken [3] is beschreven.

Bij het vaststellen van de waterspanningen in het dijklichaam en ondergrond wordt uitgegaan van dagelijkse omstandigheden waarop de invloed van de buitenwaterstand tijdens maatgevende omstandigheden is gesuperponeerd. De freatische lijn wordt samengesteld uit het polderpeil in het achterland en de gemeten stijghoogte in het dijklichaam. Het verloop van de gemeten stijghoogte in het dijklichaam tot het polderpeil in het achterland wordt conform [3] vastgesteld. Ook de verhoging van de stijghoogte in het dijklichaam als gevolg van het optreden van maatgevende buitenwaterstand vindt plaats conform [3].

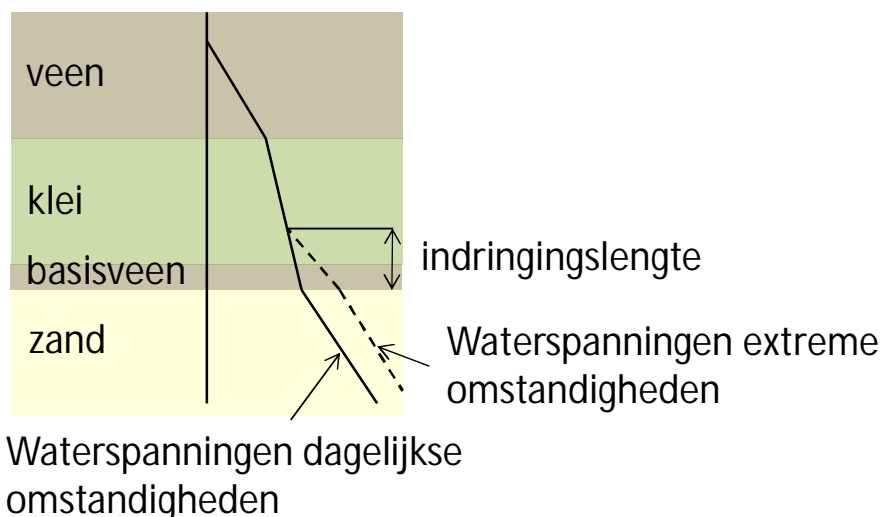
De stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden volgt uit de ontwerpuitgangspunten. De toename van de stijghoogte in de zandlaag tijdens maatgevende omstandigheden volgt uit de extrapolaties van metingen.

Als gevolg van een toename van waterspanning door indringing van buitenwater neemt de effectieve spanning op sommige locaties in het dwarsprofiel af. Hiermee neemt ook de ongedraineerde schuifsterkte af. Paragraaf 5.4 beschrijft hoe de correctie voor de veranderde grondspanningssituatie bij de maatgevende situatie wordt uitgevoerd van de ongedraineerde schuifsterkte die bepaald wordt met de correlaties met veldsondemetingen. De correctie vindt plaats aan de hand van de verwachte verandering in verticale effectieve spanning. Hiervoor is zowel een goede bepaling van de initiële waterspanning als een reële schatting van de waterspanning tijdens maatgevende omstandigheden en bijbehorende verticale effectieve spanning belangrijk. In een verticaal in het dwarsprofiel worden de waterspanningen als volgt geschematiseerd:

Achterland

Uit metingen bleek dat in de veenlaag de stijghoogte nagenoeg hydrostatisch verloopt. Er vindt een verloop in stijghoogte over de kleilagen plaats van de stijghoogte in de veenlaag naar de stijghoogte in de pleistocene zandlaag. Opgemerkt wordt dat in veel gevallen langs de Markermeerdijk de stijghoogte in de pleistocene zandlaag lager is dan het polderpeil. Er is sprake van een inzijgingsgebied. Voor maatgevende omstandigheden neemt de stijghoogte in de zandlaag toe. Als gevolg van indringing van water uit de pleistocene zandlaag zal aan de onderzijde van het slappe lagen pakket eveneens de stijghoogte toenemen. De lengte waarover dit plaatsvindt, de indringingslengte, wordt bepaald conform [3]. Het verloop van de stijghoogte in een dwarsprofiel in het achterland tijdens maatgevende omstandigheden wordt als volgt geschematiseerd, zie Figuur 6.2:

- Een hydrostatisch verloop in de veenlaag.
- Een verloop over de kleilagen naar de stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden aan de bovenzijde van de indringingslengte.
- Een verloop van de bovenzijde van de indringingslengte naar de stijghoogte in de pleistocene zandlaag.
- In de pleistocene zandlaag is het diepte verloop hydrostatisch.



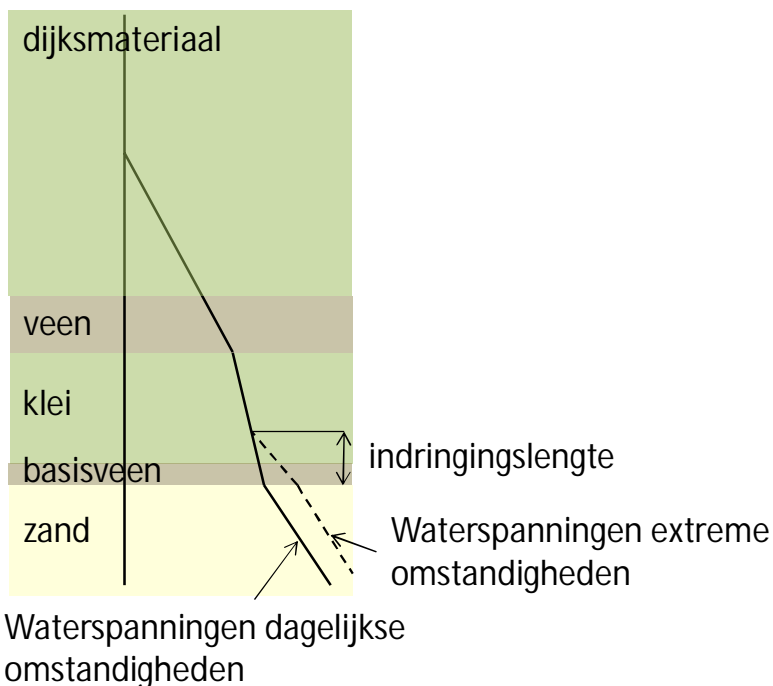
Figuur 6.2 Principe schets diepteverloop waterspanningen in het achterland

Kruin

Ter plaatse van de kruin wordt een vergelijkbaar verloop aangehouden. Onder dagelijkse omstandigheden wordt in de kruin en onderliggende lagen een hydrostatisch verloop van de waterspanningen aangehouden tot aan de onderzijde van de veenlaag. Vanaf de onderzijde

van de veenlaag vindt een verloop in stijghoogte plaats tot aan de stijghoogte in het pleistocene zand. Onder maatgevend omstandigheden wordt een hydrostatisch verloop aangehouden tot aan de onderzijde van de veenlaag gevolgd door een verloop naar dagelijkse omstandigheden aan de bovenzijde van de indringingszone. Vanaf deze laag vindt een verloop plaats naar de stijghoogte in het pleistocene zand.

Uit de waterspanningsveranderingen die op de verschillende locaties in het dwarsprofiel wordt gevonden volgt de verandering in verticale effectieve spanning en daarmee de correctie op de ongedraineerde schuifsterkte conform paragraaf 5.4, zie Figuur 6.3.



Figuur 6.3 Principe schets diepteverloop waterspanningen ter plaatse van de kruin

6.5 Overige uitgangspunten

Alle uitgangspunten die in dit rapport niet specifiek worden benoemd kunnen worden overgenomen uit de vigerende werkwijze.

7 Stap 7, Ontwerp 0-variant

7.1 Toelichting stap 6

De Markermeerdijk tussen Amsterdam – Noord en Hoorn is reeds conform de vigerende leidraden getoetst. Met het beschikbaar komen van de DoV-werkwijze zal de toetsing niet opnieuw worden uitgevoerd. Echter, de DoV-werkwijze is op onderdelen een verbetering van de vigerende leidraden, waardoor een gunstiger berekende evenwichtsfactor wordt verwacht. Voordat een dijkversterking voor de afzonderlijke, reeds afgekeurde dijkvakken wordt ontworpen, wordt de stabiliteit van de huidige situatie berekend conform de DoV-werkwijze. De berekeningen van de huidige situatie zijn nodig om het tekort aan berekende stabiliteit te bepalen. Dit tekort bepaalt de grootte van de benodigde dijkversterking. Voor dijkvakken, waarvoor de berekende evenwichtsfactor van huidige situatie, bepaald met de DoV-werkwijze voldoet aan de gestelde norm hoeft daarna zelfs geen dijkversterking meer te worden ontworpen. Voor deze vakken is de optimalisatie door de nieuwe kennis van het DoV-project op de voorgenomen dijkversterking dan maximaal. Voor de andere vakken moet een dijkversterking worden ontworpen. De stabiliteitsberekeningen van de huidige situatie worden aangeduid met de 0-variant.

Dit hoofdstuk beschrijft de uitvoering van de stabiliteitsberekening en de toe te passen criteria voor de 0-variant. De schematisatie van de ondergrond, grondwaterstand, sterkte eigenschappen etc. dienen conform de voorgaande hoofdstukken te worden uitgevoerd.

7.2 Rekenmodel

Het toe te passen rekenmodel is nader onderbouwd en toegelicht in het DoV-rapport rekenmodel voor glijvlakanalyse [4]. De stabiliteitsberekeningen worden uitgevoerd met analytische Limit Equilibrium Methoden, LEM. Er is gekozen voor elk te beschouwen dwarsprofiel een berekening met 3 methoden te weten: Bishop, LiftVan en Spencer van der Meij uit te voeren. De gedachte hierachter is dat de methode Spencer Van der Meij het meest vrije glijvlakvorm kent en daardoor het best in staat is het meest maatgevende glijvlak te vinden. Echter, er is nog weinig praktische ervaring met de methode Spencer-van der Meij. Uit schaduwberekeningen bleek dat het vinden van het meest maatgevende glijvlak voor sommige dwarsprofielen lastig was. Sommige berekeningen met de methode Spencer resulteerden in onrealistische glijvlakken met een zeer laag berekende evenwichtsfactor. Om dit te ondervangen wordt eerst een berekening met de methode Bishop en LiftVan uitgevoerd en daarna een berekening met methode Spencer Van der Meij. Een handleiding voor het gebruik van de methode Spencer-Van der Meij is gegeven in [19]. In de berekening met de methode Spencer-Van der Meij dient voor het vinden van het maatgevend glijvlak een zoekruimte opgegeven dat de glijvlakken die met de methoden Bishop en LiftVan zijn gevonden omsluit. De berekening met de methode Spencer van der Meij wordt gezien als een aanscherping van de berekeningsresultaten van de methoden Bishop en LiftVan.

Na het uitvoeren van de berekeningen met de drie methoden worden de berekende evenwichtsfactoren onderling vergeleken. Verwacht mag worden dat het onderling verschil in berekende evenwichtsfactor in de orde van maximaal 5% zal liggen. Indien het verschil groter is dient de oorzaak daarvan te worden vastgesteld. Belangrijk bij de vergelijking is de vorm van het glijvlak. Wanneer met de verschillende methoden een vergelijkbaar glijvlak is berekend dient de berekende evenwichtsfactor ook dezelfde orde van grootte te zijn. Indien de glijvlakken onderling niet vergelijkbaar zijn kan het verschil groter zijn dan 5%.

Indien het onderling verschil in berekende evenwichtsfactor minder dan 5% is of er een goed onderbouwde verklaring voor een groter verschil is, is de laagst berekende evenwichtsfactor maatgevend. De laagst berekende evenwichtsfactor wordt toegepast bij het verder vaststellen van de 0-variant. Hierbij dient rekening te worden gehouden met het verschil in modelfactor voor de verschillende rekenmodellen, zie paragraaf 7.3.3.

7.3 Vaststellen belasting

Maatgevend meerpeil

Zoals in de inleiding aangegeven sluit de DoV werkwijze bij de ontwikkelingen in het WTI. Dit brengt onder andere met zich mee dat wordt uitgegaan van een nieuwe normering. Het maatgevend meerpeil behorende bij de nieuwe normering zal moeten worden vastgesteld.

De uitwerking van de 0-variant is gebaseerd op levensduurbenadering met een referentieperiode van 10 jaar. Het gebruik van de levensduurbenadering met referentieperiode van 10 jaar heeft tot gevolg dat het maatgevend meerpeil verhoogd dient te worden met de halve decimeringshoogte. Opgemerkt wordt dat dit in tegenstelling is tot de uitwerking van de daadwerkelijke versterking. Dit is toegelicht in hoofdstuk 8.

Verkeersbelasting

De verkeersbelasting kan uit de oorspronkelijke ontwerppuntspunten worden overgenomen.

7.4 Vaststellen toetscriterium

7.4.1 Achtergrond toetscriterium, γ_r

De inpassing van de DoV-werkwijze in de veiligheidsfilosofie voor Nederlandse waterkeringen is beschreven in [5]. De berekende evenwichtsfactor wordt vergeleken met het toetscriterium, γ_r . Het toetscriterium volgt uit het product van de schadefactor, γ_n , de modelfactor, γ_d en de schematiseringsfactor γ_b :

$$SF = F(s_{u,d}; S) \geq \gamma_d \gamma_n \gamma_b = \gamma_r \quad (7.1)$$

Waarin de rekenwaarde voor ongedraineerde schuifsterkte s_u wordt berekend met:

$$s_{u,d} = \frac{s_{u,kar}}{\gamma_{m,Su}} \quad (7.2)$$

Hierin is SF de notatie voor de stabiliteitsfactor, berekend bij rekenwaarden voor de schuifsterkteparameters en $s_{u,d}$ de notatie voor rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte s_u in de verschillende grondlagen.

Indien de berekende evenwichtsfactor, SF, bepaald met de DoV-werkwijze, groter is dan het toetscriterium γ_r voldoet het berekende profiel aan de gestelde eisen. Er is dan geen verdere dijkversterking nodig. Indien de berekende evenwichtsfactor, SF, lager is dan het toetscriterium dient een versterking te worden uitgewerkt. Het uitwerken van de dijkversterking is nader toegelicht in hoofdstuk 8.

In de volgende paragrafen wordt de bepaling van de schadefactor, modelfactor en schematiseringsfactor kort toegelicht. Een uitgebreide toelichting en onderbouwing is gegeven in rapport [5]. Opgemerkt wordt dat de DoV werkwijze aansluit bij de ontwikkelingen

in het WTI programma. Dit heeft tot gevolg dat de DoV werkwijze uitgaat van de nieuwe normering.

7.4.2 Schadefactor, γ_n

In rapport [5] is de afleiding van de schadefactor voor de Markermeerdijk uitgewerkt. Zoals toegelicht in de inleiding sluit de DoV werkwijze aan bij de nieuwe ontwikkelingen in het WTI. Bij de afleiding van de schadefactor is dan ook gebruik gemaakt van de nieuwe normering. Hieruit volgt $\gamma_n = 1,01$. Bij de afleiding worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- De genoemde waarde is van toepassing op zone 1 cirkels bij het berekenen van de stabiliteit tijdens Maatgevend Hoog Water. Voor zone 2 en / of het berekenen van de stabiliteit bij extreme neerslag is de schadefactor (nog) niet bepaald.
- De grootte van de schadefactor is gekoppeld aan de toegepaste materiaalfactoren. De genoemde schadefactor moet worden gecombineerd met de materiaalfactoren uit Tabel 5.1.
- De schadefactor is afgeleid voor het gebruik van ongedraineerde sterkte parameters.
- De toe te passen normfrequentie is voor de nieuwe normering voor een deel van de Markermeerdijk nog niet definitief vastgesteld. De voorliggende keuze is 1/1000 of 1/3000. Bij de afleiding van de schadefactor is uitgegaan van de meest conservatieve waarde van deze twee, een normfrequentie van 1/3000. In de vigerende methode voor gedraineerd rekenen is de normfrequentie strenger, namelijk 1/10000.
- Conform nieuwe inzichten die in de nieuwe normering zullen worden meegenomen is:
 - Een veilige waarde van de lengte effectfactor van $\frac{1}{2}$, i.p.v. 1/30 zoals bij de vigerende veiligheidsfilosofie wordt gehanteerd, toegepast. Uitgangspunt is dat 1 op de 2 dijkvakken binnen de dijkkring een bijdrage levert aan instabiliteit als gevolg van macro-instabiliteit. In OI2014 [6] is vooralsnog uitgegaan van 1 op de 30. Maar onzekerheid wat betreft dit uitgangspunt geeft aan dat in de toekomst mogelijk een ongunstiger waarde zal worden gehanteerd waarbij 1/2 als een veilige aanname kan worden gezien.
 - De faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit van het binnentalud is voor de nieuwe overstromingskansbenadering gesteld op 0,04. De bijdrage aan de doorbraakkans in de dijkkring als gevolg van macro-instabiliteit van het binnentalud is gelijk aan 4% van deze norm voor alle dijkvakken. In de vigerende methode voor gedraineerd rekenen is deze factor minder streng, namelijk 0,1.

De bovengenoemde punten betreffen keuzes die voor de nieuwe normering nog moeten worden vastgesteld. Bij de afleiding van de schadefactor voor het gebruik bij de Markermeerdijk is, op basis van de huidige inzichten, uitgegaan van een conservatieve keuzemogelijkheid. Indien in een later stadium bij het definitief vast stellen van de nieuwe normering andere keuzen worden gemaakt dan hierboven beschreven zal dit naar verwachting leiden tot een lagere schadefactor.

7.4.3 Modelfactor, γ_d

Tabel 7.1 geeft een samenvatting van de toe te passen modelfactoren. De modelfactor voor het rekenmodel Spencer van der Meij is nog niet definitief vastgesteld. In Tabel 7.1 is voor het model Spencer van der Meij de modelfactor van het model LiftVan aangehouden. Verwacht wordt dat dit een conservatieve schatting is en dat op termijn een gunstiger waarde zal worden vastgesteld. Opgemerkt wordt dat van opdrukken dient te worden uitgegaan als de veiligheid hiertegen $< 1,20$.

Opdrukken	Rekenmodel	Onzekerheden rekenmodel:	3D-effect:	Totale rekenmodelfactor
		γ_{d1}	γ_{d2}	γ_d
nee	Bishop	1,10	0,90	1,00
	LiftVan	1,05	0,90	0,95
	Spencer Van der Meij	1,05	0,90	0,95 ²
Ja	Bishop ¹	1,10	1,00	1,10
	LiftVan	1,05	1,00	1,05
	Spencer Van der Meij	1,05	1,00	1,05 ²

Tabel 7.1 Samenvatting te hanteren modelfactoren, overgenomen uit [5], ¹ Ook toe te passen voor Bishop $c=\varphi = 0$ berekeningen, ² modelfactor voor Spencer van der Meij is nog niet definitief vastgesteld

7.4.4 Schematiseringsfactor, γ_b

Voor controle van de huidige stabiliteit van de Markermeerdijk wordt in eerste instantie een schematiseringsfactor afgeleid voor het hele traject. Echter, indien voor een specifiek profiel de berekende evenwichtsfactor lager is dan het gestelde toetscriterium en het tekort is minder dan 10% van het gestelde criterium dient voor het specifieke dwarsprofiel de schematiseringsfactor opnieuw te worden bepaald.

De wijze waarop de schematiseringsfactor moet worden bepaald is beschreven in 'Stappenplan schematiseringsfactor [7]. De methode die in [7] is beschreven kan zonder meer worden toegepast voor ongedraineerd rekenen. De in het rapport weergegeven tabellen kunnen echter niet direct worden gebruikt. Deze tabellen zijn ontwikkeld voor gedraineerde stabiliteitsberekeningen. In het kader van het onderzoek van destijds (2010) is naast de tabellen in [7] tevens een berekeningsmethode ontwikkeld die geïmplementeerd is in een Excel-sheet waarmee de schematiseringsfactor nauwkeurig kan worden bepaald. Ook deze berekeningsmethode is ontwikkeld voor gedraineerde stabiliteitsberekeningen. Deze berekeningsmethode kan echter eenvoudig geschikt worden gemaakt door aanpassing van de basis betrouwbaarheidsindex, zie bijlage D.

7.5 Toepassen zonerings (reststerkte)

Niet elk berekend glijvlak heeft dezelfde consequenties voor het waterkerend vermogen van de dijk. Zo zal een bezwijkvlak dat door de stabiliteitsberm loopt minder snel tot inundatie leiden dan bezwijkmechanismen die door de kruin van het dijklichaam lopen. Om onderscheid te maken tussen relevante en minder relevante berekende glijvlakken wordt een zonerings toegepast. Er zijn verschillende uitwerkingen van zonerings in omloop. De keuze welke uitwerking van zonerings wordt toegepast staat los van de DoV-werkwijze. In hoofdstuk 9 wordt een voorstel hiervoor gedaan.

7.6 Toepassen pseudo karakteristieke waarden

In de DoV-rapportage veiligheidsfilosofie [5] zijn de partiële veiligheidsfactoren afgeleid. Vervolgens zijn controleberekeningen uitgevoerd. Uit de resultaten van de controle berekeningen is geconcludeerd dat bij gebruik van de afgeleide partiële veiligheidsfactoren wordt voldaan aan de gestelde veiligheidsnorm. Bij het uitvoeren van deze controle berekeningen is geen gebruik gemaakt van de optimalisatie met behulp van pseudo karakteristieke waarden. Met andere woorden het afgeleide stelsel van partiële veiligheidsfactoren voldoet aan de gestelde norm indien geen gebruik wordt van de optimalisatie van de sterkte eigenschappen met behulp van pseudo karakteristieke waarden.

De optimalisatie van de sterkte eigenschappen met behulp van pseudo karakteristieke waarden wordt daarom **niet** toegepast.

8 Stap 8, Ontwerp dijkversterking

8.1 Toelichting stap 8

Indien de berekende evenwichtsfactor voor de bestaande situatie, berekend in stap 7, niet voldoet aan de gestelde norm is versterking van de huidige dijk noodzakelijk. Hoofdstuk 6 geeft aan hoe de DoV-werkwijze doorwerkt in het opstellen van een ontwerp van de dijkversterking. Dit hoofdstuk beschrijft de controle van de stabiliteit van de ontworpen dijkversterking in de eindsituatie voor maatgevende omstandigheden. Met eindsituatie wordt bedoeld dat eventueel optredende wateroverspanning in de ondergrond, als gevolg van de aanleg van de dijkversterking volledig zijn gedissipeerd. Met maatgevende omstandigheden wordt bedoeld dat het ontwerp wordt getoetst aan het voor het ontwerp maatgevend meerpeil inclusief de waterspanningsreactie in dijklichaam en ondergrond als gevolg van het optreden van het maatgevend meerpeil. De bepaling van de stabiliteit tijdens de aanleg van de dijkversterking, de uitvoeringsstabiliteit, valt buiten de scope van de DoV-werkwijze.

De DoV-werkwijze gaat uit van de ongedraineerde sterkte eigenschappen bepaald uit correlaties met sondeerwaarden. Bij een dijkversterking, zullen afhankelijk van de locatie in het dwarsprofiel en de versterkingsvariant, de spanningen in de ondergrond dusdanig veranderen dat een sondering die in huidige situatie is uitgevoerd niet zondermeer kan worden gebruikt voor de bepaling van de sterkte eigenschappen van de ondergrond na afronding van de dijkversterking. In de onderstaande paragrafen is weergegeven hoe hiermee moet worden omgegaan. Daarnaast wordt ingegaan op de overige aspecten die van belang zijn bij het gebruik van de DoV-methode voor het ontwerpen van dijkversterkingen.

8.2 Ontwerputgangspunten

8.2.1 Algemeen

De ontwerputgangspunten dienen te voldoen aan het Ontwerp Instrumentarium 2014, OI2014 [6] en het toetsinstrumentarium 2017, WTI2017. Zoals toegelicht in de inleiding brengt het aansluiten op WTI2017 het gebruik van een aangepaste veiligheidsfilosofie gebaseerd op nieuwe normering met zich mee. Daar waar mogelijk is in de DoV werkwijze aangesloten op het WTI, voor die zaken die in het WTI nog niet zijn uitgekristalliseerd zijn in de DoV werkwijze veilige keuzen gemaakt. Dit houdt in dat ten opzichte van het eerder opgestelde ontwerp ook andere uitgangspunten wijzigen dan alleen de overgang van gedraineerde naar ongedraineerde sterkte eigenschappen. In de navolgende subparagrafen worden de afzonderlijke aspecten behandeld.

Zoals toegelicht in de inleiding van dit rapport wordt bij het bepalen van de 0-variant uitgegaan van de levensduurbenadering en voor het daadwerkelijk ontwerp van de versterking uitgegaan van de jaarkansbenadering. Dit heeft gevolgen voor de toe te passen belasting en partiële veiligheidsfactoren, zoals toegelicht in de navolgende paragrafen. De materiaalfactoren voor het ontwerp moeten worden gekozen conform Tabel 5.2 in combinatie met de aanvulling uit paragraaf 8.3.1.

8.2.2 Belasting

Maatgevend meerpeil

Het maatgevend meerpeil kan uit de oorspronkelijke ontwerputgangspunten worden overgenomen. Opgemerkt wordt dat de uitwerking van de 0-variant is gebaseerd op levensduurbenadering met een referentieperiode van 10 jaar. Het gebruik van de levensduurbenadering met referentieperiode van 10 jaar heeft tot gevolg dat de maatgevende

buitenwaterstand verhoogd dient te worden met de halve decimeringshoogte. Het ontwerp van de dijkverzwaring echter is gebaseerd op de jaarkansbenadering. Bij de jaarkansbenadering hoort **geen** verhoging van de maatgevende waterstand. Dit staat los van een eventueel wel in rekening te brengen robuustheidstoeslag.

Verkeerbelasting

De verkeersbelasting kan uit de oorspronkelijke ontwerpuitgangspunten worden overgenomen.

8.2.3 Ondergrondschematisatie

De ondergrondschematisatie kan worden overgenomen van de 0-variant. Waarbij eventueel rekening moet worden gehouden met de ontwerpuitgangspunten omtrent autonome maaiveld daling en gezette geometrie. Deze ontwerpuitgangspunten maken deel uit van de overige niet-DoV gerelateerde aspecten, zie hoofdstuk 9.

8.2.4 Schematisatie grondwaterspanningen

De ligging van de freatische lijn en het stijghoogte verloop in de verschillende grondlagen wordt bepaald conform paragraaf 6.3. Hierbij moet worden uitgegaan van het maatgevend meerpeil zoals voor de ontwerpuitgangspunten is vastgesteld.

8.2.5 Gebruik partiële veiligheidsfactoren

8.2.5.1 *Schematiseringsfactor, γ_b*

Een eenvoudig te realiseren optimalisatie van het ontwerp is het gebruik van een lokaal bepaalde schematiseringsfactor. Dit houdt in dat voor elk dwarsprofiel waarvoor een dijkversterking wordt ontworpen de schematiseringsfactor apart wordt afgeleid, zie voorbeeld in bijlage D.

8.2.5.2 *Modelfactor, γ_d*

De modelfactor kan worden overgenomen uit paragraaf 7.3.3.

8.2.5.3 *Schadefactor, γ_n*

Zoals in de inleiding is toegelicht worden bij het uitwerken van de 0-variant het veiligheidseisen gebaseerd op een levensduurbenadering met een referentieperiode van 10 jaar. Bij het uitwerken van de dijkverzwaring wordt uitgegaan van een meer robuuste benadering en wordt de vigerende jaarkansbenadering toegepast. Dit leidt naast een lagere belasting (zie paragraaf 8.2.2) tot een verhoging van zowel de materiaalfactoren (zie paragraaf 8.3) als de schadefactor. Conform [5] wordt bij het ontwerpen van de dijkverzwaring uitgegaan van een schadefactor $\gamma_n = 1,08$.

De grootte van de schadefactor is gekoppeld aan de toegepaste materiaalfactoren. De genoemde schadefactor moet worden gecombineerd met de materiaalfactoren uit Tabel 5.2.

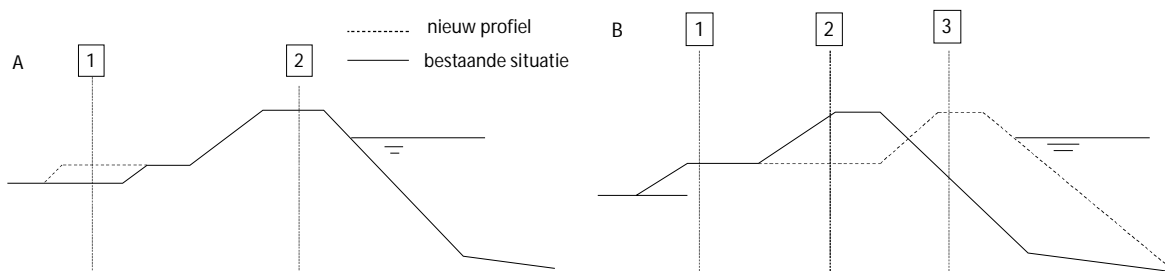
8.2.5.4 *Toetscriterium, γ_r*

Het toetscriterium volgt uit het product van de schadefactor, γ_n , de modelfactor, γ_d en de schematiseringsfactor γ_b , zie vergelijking (7.1). Omdat voor het ontwerp van de dijkversterking de waarde van zowel de schematiseringsfactor als de schadefactor afwijkt van de waarde die bij het opstellen van de 0-variant is toegepast, wijkt ook het toetscriterium af.

8.3 Vaststellen sterkte-eigenschappen

8.3.1 Bepaling sterkte-eigenschappen bij spanningsverhoging

Indien de dijkversterking bestaat uit het aanbrengen van een stabiliteitsberm zal ter plaatse van de berm een spanningsverhoging in de ondergrond optreden, als gevolg van het gewicht van de berm. Deze situatie is geschetst in variant A van Figuur 8.1. In verticaal 1 vindt een toename van de verticale spanningen als gevolg van de dijkversterking plaats. De spanningsverhoging heeft een toename van de sterkte in de ondergrond tot gevolg. Hetzelfde geldt ter plaatse van de geplande kruin bij een binnendijkse of buitendijkse asverschuiving, verticaal 3 uit variant B van Figuur 8.1 of bij de aanleg van een voorliggende waterkering.



Figuur 8.1 Principe schets dijkversterkingsvarianten, A; verlenging stabiliteitsberm, B; buitenwaartse asverschuiving

Als gevolg van de verwachte spanningstoename in de ondergrond zijn de sonderingen die bij de huidige situatie zijn uitgevoerd niet geschikt om de sterkte van de toekomstige, de te ontwerpen, situatie vast te stellen. In plaats daarvan wordt uitgegaan van laboratoriumproeven waarbij de schuifsterkte ratio voor normaal geconsolideerde condities is bepaald. Hierbij wordt aangenomen dat de toekomstige grensspanning in de ondergrond ter plaatse van de toekomstige verzwarening gelijk is aan de toegenomen verticale effectieve terreinspanning na versterken. Dit is de situatie die kort na de realisatie van de dijkverzwaring, na einde van de consolidatieperiode zich voor zal doen. In de loop van de tijd zal door aging en structuurvorming de grensspanning verder toenemen.

De rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte voor de toekomstige situatie kan worden vastgesteld aan de hand van de s_u - ratio, S , die met behulp van laboratoriumproeven wordt bepaald. De bepaling wordt aan de hand van de volgende stappen uitgevoerd:

1. Voer laboratoriumproeven uit waarbij de consolidatie spanning ruim boven de oorspronkelijke grensspanning ligt, zie ook hoofdstuk 3.
2. Bepaal per proef s_u en S , waarbij geldt $S = s_u / \sigma_{vc}$ met σ_{vc} de consolidatiespanning in de proef weergeeft.
3. Bepaal de karakteristieke waarde voor de s_u -ratio volgens vergelijkingen (8.1).
4. Bepaal de rekenwaarde S_d conform vergelijking (8.2) en Tabel 8.1 en vervolgens de rekenwaarde $s_{u,d}$ vergelijking (8.2) en Tabel 8.1.
5. Bepaal de reductie in s_u als gevolg van het indringen van buitenwater zoals beschreven in 7.3 conform vergelijking (5.2). Hierbij wordt voor m en σ'_{vi} en σ'_{vu} de materiaalfactor $\gamma_m = 1,0$ toegepast.

Bij stap 3 worden de volgende vergelijkingen toegepast:

$$\begin{aligned}
 S &= \left(\frac{s_u}{\sigma'_{vc}} \right)_{nc} \\
 S_{gem} &= \frac{\sum_{j=1}^{j=n} S_j}{n} \\
 \sigma_S &= \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{j=n} (S_{gem} - S_j)^2}{n-1}} \\
 S_{kar} &= S_{gem} - T^{n-1} \sigma_S \sqrt{\frac{1}{n} + \Gamma^2}
 \end{aligned} \tag{8.1}$$

Waarin:

S	s_u - ratio.
σ'_{vc}	Verticale consolidatie spanning toegepast in de proef.
n	Aantal proeven.
σ_S	Standaardafwijking van S .
S_{gem}	Gemiddelde waarde van s_u ratio.
S_{kar}	Karakteristieke, 95% ondergrenswaarde van S .
T^{n-1}	Student T factor voor $n-1$ vrijheidsgraden.
Γ^2	Spreadingsreductiefactor, $\Gamma^2 = 0.25$.

Vervolgens kan de rekenwaarde worden bepaald met vergelijking (8.2):

$$S_d = \frac{S_{kar}}{\gamma_m}, \quad s_{u,d} = S_d \times \sigma'_{vu} \tag{8.2}$$

Waarin:

S_d	Rekenwaarde voor s_u -ratio S .
$s_{u,d}$	Rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte s_u .
γ_m	Materiaalfactor.
σ'_{vu}	Verticale effectieve spanning na realisatie van de dijkverzwaring onder dagelijkse omstandigheden.

Indien de toekomstige verticale effectieve spanning hoger is dan de huidige grensspanning wordt een sterktoename verwacht. Indien de toekomstige verticale effectieve spanning lager blijkt dan de grensspanning is de verwachte sterkte toename minimaal en kan de oorspronkelijke sterkte, bepaald, conform hoofdstuk 5, worden toegepast

De materiaalfactoren voor s_u -ratio, $\gamma_{m,S}$, zijn bepaald in het WTI onderzoek [10]. Deze waarden zijn hier overgenomen.

Grondsoort	Materiaalfactor γ_m
Veen mineraalarm	1,06
Veen kleilig / Gyttja	1,19
Klei organisch (komklei)	1,16
Klei met plantenresten	1,25
Klei niet humeus*	1,06
Klei zandig	1,10
Dijksmateriaal klei	1,09

Tabel 8.1 Materiaalfactor voor s_u -ratio voor basis betrouwbaarheidindex, $\beta_{eis,dsn} = 4,8$ en jaarkansbenadering overgenomen uit [10]

8.3.2 Bepaling afname sterkte eigenschappen bij spanningsverlaging

Een mogelijke dijkversterkingsvariant bestaat uit het realiseren van een buitendijkse asverschuiving in combinatie met het afgraven van de huidige kruin, zie verticaal 2 van variant B uit Figuur 8.1. Ter plaatse van de huidige kruin treedt in deze variant in de ondergrond een spanningsverlaging op. De spanningsverlaging heeft gevolgen voor de te hanteren rekenwaarde voor de schuifsterkte.

De schuifsterkte die na verlaging van de verticale effectieve spanning in rekening gebracht wordt, wordt bepaald met vergelijking (5.2).

8.3.3 Bepaling sterkte eigenschappen bij ongewijzigd spanningsverloop

Voor sommige locaties in het dwarsprofiel zullen, afhankelijk van het type dijkversterking de spanningscondities zich niet wijzigen. Voorbeeld van een degelijke situatie zijn de spanningscondities ter plaatse van de kruin van het dijklichaam voor een versterkingsvariant waarbij een berm wordt ontwerpen, zie verticaal 2 uit variant A van Figuur 8.1. Als gevolg van het aanbrengen van de berm zal de spanningscondities onder de kruin zich niet wijzigen. Voor die locaties blijft de sterkte dan ook ongewijzigd. Voor deze locaties kunnen de sterkte eigenschappen uit de berekening ten behoeve van de controle van de huidige stabiliteit, zoals beschreven in hoofdstuk 7, worden overgenomen.

9 Overige, niet-DoV gerelateerde aspecten

9.1 Toelichting

In het ontwerpen van dijken spelen vele aspecten een rol die geen specifieke betrekking hebben op het DoV-onderzoek. In de hier beschreven werkwijze worden deze aspecten niet verder uitgewerkt of voorgeschreven. Het is aan het ontwerpteam om hier keuzes in te maken en deze aspecten verder uit te werken. Voor de duidelijkheid worden enkele aspecten genoemd die buiten het DoV-onderzoek vallen, maar waar nog wel een nadere uitwerking nodig is of keuzes moeten worden gemaakt.

Opgemerkt wordt dat de uitwerking van deze aspecten zal moeten voldoen aan het Ontwerp Instrumentarium, OI2014 [6].

9.2 Sterkte parameters voor andere grondlagen dan de veenlagen

Het onderzoeksproject Dijken op Veen richt zich specifiek de veenondergrond. Conform opdracht is weinig aandacht besteed aan parameterbepaling van de andere grondlagen die een rol spelen in de stabiliteitsanalyse. Vanuit het project Dijken op Veen wordt voorgesteld onderscheid te maken tussen enerzijds de cohesieve lagen zoals de verschillende kleilagen en niet-cohesieve lagen zoals zandlagen anderzijds. Voor de cohesieve lagen kunnen conform dezelfde werkwijze als voor veen de parameters worden bepaald. Zoals toegelicht in bijlage B gaat het hierbij om sterkte parameters die na het overschrijden van de pieksterkte, bij grote rekken, worden gemobiliseerd.

Voor de niet-cohesieve lagen ligt het gebruik van ongedraineerde sterkte parameters niet voor de hand. Voorgesteld wordt om hier de hoek van inwendige wrijving te bepalen die hoort bij de critical state conditie.

Om deze parameters toe te kunnen passen zijn in paragraaf 5.5 en 8.2 ook de materiaalfactoren van de andere lagen dan de veenlagen opgenomen.

9.3 Zonering

Niet elk glijvlak in een waterkering zal, als een afschuiving van het binnentalud daadwerkelijk optreedt, leiden tot een doorbraak (zie Figuur 9.1) Er is sprake van reststerkte, na het afschuiven van het binnentalud van een dijk. Maar, afhankelijk van de plaats aan de binnenzijde waar een afschuiving plaats vindt, is die reststerkte groter of kleiner. Een afschuiving waarbij maar weinig van de kruin van de dijk overblijft, is uiteraard gevaarlijker, dan een afschuiving aan het eind van een brede berm aan de binnenzijde van de dijk. In het laatste geval is immers veel meer erosie nodig voordat de kruin van de dijk is aangetast, dan wanneer een primaire afschuiving direct al tot aanzienlijke aantasting van de kruin leidt.



Figuur 9.1 Afschuiving binnentalud Zuidelijk Voorne Putten (bron Deltares)

Om die reden kan onderscheid gemaakt worden naar de vereiste veiligheidsfactor tegen afschuiven, afhankelijk van de mate waarin een afschuiving een bedreiging vormt voor het waterkerend vermogen van de dijk. Zonering is hierbij een hulpmiddel. In het verleden zijn verschillende aanpakken voor zonering voorgesteld.

De vigerende aanpak voor zonering is in het Technisch Rapport Actuele Sterkte (TRAS) [17] weergegeven. Deze is op onderdelen echter onjuist, zie [18] en dient voor overslaggebieden $>0,1$ l/s per m en bij opdrijven, niet te worden toegepast. In het navolgende wordt hier nader op ingegaan. In de DoV-rapportage met betrekking tot de inpassing in de veiligheidsfilosofie zijn de verschillende uitwerkingen van de zonering besproken. Op basis daarvan is in het DoV en WTI onderzoek een uitwerking uitgevoerd die recht doet aan de nieuwste ontwikkelingen.

Uitwerking voor Markermeerdijk:

Op basis van bovengenoemde wordt voor het ontwerp van de Markermeerdijk voorgesteld zonering toe te passen. De navolgende methode is in basis gebaseerd op de methode die is weergegeven in het TRMD [18] en is in lijn met de ontwikkelingen voor het WTI2017.

Uitgaande van een ontwerp overslagdebiet van $1,0$ l/s per m voor de Markermeerdijk en ervan uitgaande dat de dijk volledig is opgebouwd uit klei, wordt voorgesteld een totale (minimale) kruinbreedte van het restprofiel van 5 m te hanteren, ook als overhoogte beschikbaar is.

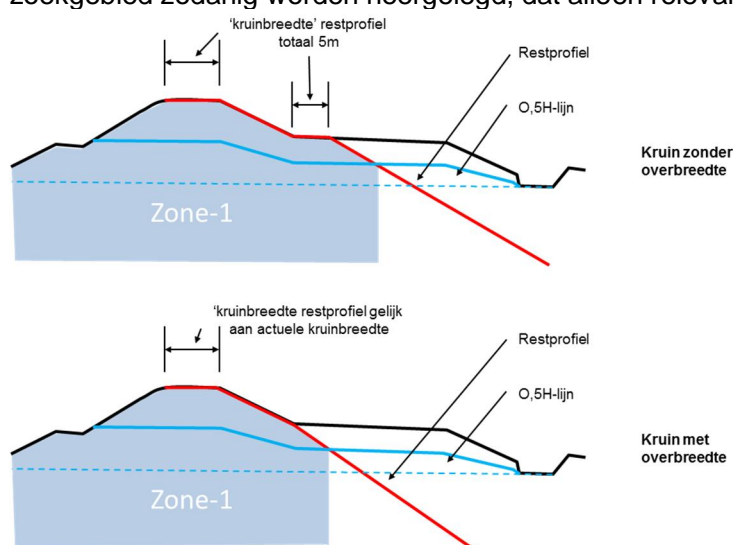
Indien sprake is van een dijk met overbreedte dient zoals eerder aangegeven de kruinhoogte van het restprofiel te worden gebaseerd op de actuele kruinhoogte en dient het actuele binnentalud te worden gevolgd zoals in de onderste schets van figuur 5.2 is weergegeven. Relevante schuifvlakken voor macro-stabiliteit binnenwaarts zijn die schuifvlakken die de blauw gemarkeerde gebieden in figuur 5.2 aantasten en een grootste lamelhoogte van ten minste 2 m hebben.

De bovengenoemde methode kan voor het ontwerp van de Markermeerdijk worden toegepast voor analyses met methode Bishop en LiftVan.

Hierbij kan tevens gebruik worden gemaakt van de optimalisatie optie die in paragraaf 8.2.3 van het TRMD [18] is weergegeven. Hierbij wordt opgemerkt dat bij de effectieve

spanningsanalyse de schuifsterkte van klei en veen wordt gereduceerd om effecten van 'verkneding' te verdisconteren. Voor de Markermeerdijk wordt uitgegaan van ongedraineerde analyses waarbij de zogenaamde 'ultimate strength' wordt gehanteerd. Deze waarde is in feite al de verknede sterkte. Hierdoor kan voor de in het TRMD gegeven waarde van de verknedingsfactor 1,0 (i.p.v. 0,5) worden genomen. Net als bij de effectieve spanningsanalyse wordt aanbevolen een veiligheidsfactor van 0,8 toe te passen waarmee de rekenwaarde van de verknedingsfactor 0,8 wordt.

De nieuwe zoneringsmethode zal t.b.v. het project Dijken op Veen II worden ingebouwd in D-GeoStability. Bij toepassing van het Spencer-Van der Meij schuifvlakmodel kan het zoekgebied zodanig worden neergelegd, dat alleen relevante schuifvlakken worden berekend



Figuur 9.2 Schematische weergave van de zonerings met en zonder overhoogte voor de Markermeerdijk

9.4 Schadefactor zone 2

In de DoV-werkwijze wordt het gebruik van zonerings voorgesteld. De zonerings is in de voorgaande paragraaf toegelicht.

De glijvlakken die zone 1 doorsnijden zijn bepalend voor de faalkans van de waterkering. De veiligheidsfilosofie zoals besproken in hoofdstuk 5 en paragraaf 7.3 richt zich op glijvlakken die zone 1 doorsnijden. In de DoV-werkwijze worden geen waterveiligheidseisen gesteld aan de zone 2 glijvlakken. Immers deze glijvlakken dragen niet bij aan de faalkans van de waterkering.

Vanuit oogpunt van beheer ligt het voor de hand wel eisen te stellen aan glijvlakken die in zone 2 zijn gelegen. Immers indien afschuiven langs een dergelijk glijvlak optreedt kan dit schade aan nabij gelegen bebouwing of infrastructuur opleveren. Bij het toetsen op ontstane schade aan aangrenzende bebouwing dient te worden voldaan aan de Eurocode, bij voorbeeld risicoklasse 2, RC2. De risicoklassen die in de Eurocode zijn gedefinieerd gaan uit van een andere waarde voor basisbetrouwbaarheidsindex, β , dan gebruikt bij de afleiding van partiële veiligheidsfactoren in hoofdstuk 5 en paragraaf 7.3. Het verschil kan worden verdisconteerd in een aanpassing van de schadefactor. Deze aangepaste schadefactor kan vervolgens worden gebruikt bij het beoordelen van de in zone 2 gelegen glijvlakken.

Het afleiden van een dergelijke schadefactor valt buiten de scope van dit DoV-project.

9.5 Stabiliteit bij Extreme neerslag

Extreme neerslag kan stijging van de freatische lijn in het dijklichaam tot gevolg hebben. De stijging van de freatische lijn heeft een afname van de effectieve spanning in het dijklichaam tot gevolg. Dit leidt tot een verlaging van de schuifsterkte in het dijklichaam. In de gangbare praktijk wordt de stabiliteit van een dijklichaam bij extreme neerslag en stabiliteit van een dijklichaam bij het optreden van de maatgevende buitenwaterstand in afzonderlijke berekeningen bepaald.

Bij het ontwerpen van de dijkversterking dient, vanuit oogpunt van beheer, de stabiliteit van het ontwerp ook te worden gecontroleerd voor een situatie bij extreme neerslag. Het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse voor condities bij extreme neerslag is niet wezenlijk anders dan in de voorgaande hoofdstukken beschreven met uitzondering van de bepaling van maatgevend waterspanningsverloop. Omdat de DoV-werkwijze zich concentreert op de beoordeling van de stabiliteit bij maatgevend meerpeil is waterspanningsverloop voor de beoordeling van de stabiliteit bij extreme neerslag niet in DoV-kader vastgesteld. Ook criteria waaraan de berekende evenwichtsfactor bij extreme neerslag aan moet voldoen is in DoV-kader niet vastgesteld.

9.6 Gebruik gezette geometrie bij stabiliteitsanalyse

Wanneer de dijkversterking bestaat uit een aanzienlijke dijkverzwaring, bijvoorbeeld het aanbrengen van een stabiliteitsberm zullen zettingen optreden. Wanneer deze zettingen in rekening worden gebracht bij het bepalen van de stabiliteit in de eindsituatie zal dit in veel gevallen een gunstig effect hebben op de berekende evenwichtsfactor. Echter het in rekening brengen van de gezette geometrie is bewerkelijk. Voor elk te berekenen dwarsprofiel dient dan eerst een zettingsberekening te worden uitgevoerd.

In de DoV-werkwijze wordt het gebruik van gezette geometrie niet voorgeschreven. Wel wordt aanbevolen gebruik te maken van de mogelijkheid tot optimalisatie die het toepassen van de gezette geometrie biedt.

Referenties

- [1] Dijken op Veen II, Eindrapport Heterogeniteit, rapport nummer 1208254-019, De Bruijn H.T.J., van der Ham G.A., Visschedijk, M.A.T mei 2014
- [2] Dijken op Veen II, Handleiding software, rapportnummer 1208254-030, Engering, F.P.H., Trompille V., de Bruijn H.T.J. augustus 2014
- [3] Technisch rapport waterspanningen bij dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, september 2004, rapport nummer DWW-2004-057, ISBN 90-369-5563-3.
- [4] Dijken op Veen II, rekenmodel voor glijvlak analyse rapportnummer 1208254-028, Van der Meij R., Van, M.A., november 2013
- [5] Dijken op Veen II, Bouwsteen 5, veiligheidsfilosofie, rapportnummer 1208254-037, Rozing, A. P.C. van den Berg, F.P.W. juni 2014
- [6] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, RWS, 23 december 2013. (ook bekend als OI204)
- [7] Stappenplan schematiseringsfactor, RWS waterdienst, 11 juni 2010
- [8] Dijken op Veen II, geologische profielen Markermeerdijk Amsterdam Hoorn, 1208254-019-GEO-0002 juni 2014
- [9] Protocol veenbeschrijving, rapport 1208254-013-GEO-0002 december 2013
- [10] WTI 2017 Beoordeling macrostabiliteit met ongedraineerd materiaalmodel, probabilistische analyse en voorlopige veiligheidsfactoren, rapport nr 1207808-001, december 2013
- [11] Dijken op Veen II, Nauwkeurigheid DSS-proeven op veen bij lage spanningen, rapport 1207808-007, april 2014
- [12] Protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven, versie 5, document nummer 1204203-006, 16 juni 2011
- [13] Rapport betreffende versterking Markermeerdijk Hoorn – Amsterdam (plan van aanpak grondonderzoek voor inpassing Dijken op Ven 2) Fugro Geoservices b.v. opdrachtnummer 1214-0007-010.R05
- [14] DoV rapport: Dijken op Veen, analyse veldproeven, rapport nummer 1203768-012 juli 2012.
- [15] DoV rapport: Dijken op Veen II, protocol monsterverstoring, rapport nummer 1208254-011, april 2014
- [16] Alexander van Duinen (2012) SBW slope stability, obtaining strength parameters from penetration tests, Deltares report 1206015-001, onderdeel WTI project

- [17] Technisch Rapport Actuele Sterkte (2009). Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Expertise Netwerk Waterkeren maart 2009, zie www.helpdeskwater.nl)
- [18] Technisch Rapport Macrostablieit, Deltares rapport 1204203-007-GEO-0003-gbh, concept versie 3, december 2013
- [19] Handleiding bij methode Spencer- Van der Meij, Macrostablieit in DGeoStability, Deltares rapport nummer 1209607-000, van der Meij R., maart 2014

Symbolenlijst

a	conusfactor
c'	cohesie
d_{laag}	laagdikte
D_v	De verticale correlatielengte [m]. Voor organische grond ligt de verwachtingswaarde van de verticale correlatielengte veelal in de orde van 0.3m.
n	aantal waarnemingen
$n_{m, \text{regionaal}}$	Het aantal gebruikte metingen (per 0.025m) voor het bepalen van $SD_{\text{regionaal}}$ uit alle sonderingen samen. Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens zeer groot is geldt in praktijk $1/n_{m, \text{regionaal}} \rightarrow \infty$
$n_{m, \text{doorsnede}}$	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 $1/n_{m, \text{doorsnede}} \rightarrow 0$
N_{kt}	correlatie factor tussen gecorrigeerde sondeerweerstand en ongedraineerde schuifsterkte
N_b	correlatiefactor tussen bolweerstand en ongedraineerde schuifsterkte
$OCR_{v,i}$	verhouding tussen grensspanning, σ_{vc} en initiële terreinspanning σ'_{vi} ,
$OCR_{v,u}$	verhouding tussen grensspanning, σ_{vc} en terreinspanning na dijkverzwaring σ'_{vu} ,
q_{ball}	gemeten weerstand met bolsonde
q_c	gemeten sondeerweerstand
q_t	voor waterspanning gecorrigeerde sondeerweerstand
q_{net}	voor totaal spanning en waterspanning gecorrigeerde sondeerweerstand
r_{sys}	De systematische fractie van $SD_{\text{transformatie}}^2$ ($0 < r < 1$). Conform [5] wordt aangehouden $r_{sys} = 0,75$
S	s_u - ratio; verhouding ongedraineerde schuifsterkte versus (verticale) consolidatiespanning of grensspanning
S_{gem}	gemiddelde waarde van s_u ratio
S_{kar}	karakteristieke, 95% ondergrenswaarde van S
S_d	rekenwaarde voor s_u -ratio S
$SD_{\text{regionaal}}$	De standaardafwijking op de ruimtelijke variabiliteit voor alle sonderingen samen [kPa].
$SD_{\text{transformatie}}$	De standaardafwijking op q/N
SF	Berekende evenwichtsfactor
s_u	ongedraineerde sterkte
$s_{u,i}$	initiële karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterktebepaald in hoofdstuk 5.3
$s_{u,u}$	uiteindelijke karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte, te gebruiken bij het berekenen van de schuifsterkte na spanningsverandering (bijvoorbeeld bij maatgevende hydraulische belasting of na dijkversterking)
$s_{u,d}$	rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte
$s_{u,kar}$	karakteristieke waarde ongedraineerde schuifsterkte
U_2	waterspanning gemeten boven de conus
$VC_{\text{gemiddeld}}$	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 $VC_{\text{gemiddeld}}$
$VC_{N_{kt}}$	de variatiecoëfficiënt voor q_{net} / N_{kt}
VC_{N_b}	de variatiecoëfficiënt voor q_b / N_b

$VC_{\text{regionaal}}$ Variatiecoëfficiënt op de ruimtelijke variabiliteit voor alle sonderingen samen

β	Basisbetrouwbaarheidsindex
φ'_d	rekenwaarde hoek van inwendige wrijving
φ'_{kar}	karacteristieke waarde hoek van inwendige wrijving
γ_b	schematiseringsfactor
γ_d	modelfactor
γ_n	schadefactor
γ_m	materiaalfactor
γ_r	criterium waaraan berekende evenwichtsfactor, SF dient te voldoen, product van model-, schematiserings-, en schadefactor
Γ^2	spreidingsreductiefactor
σ'_{vc}	verticale effectieve consolidatie spanning toegepast in de proef
$\sigma'_{v,u}$	verticale effectieve spanning na een spanningsverandering
σ'_{vy}	effectieve consolidatiespanning in de proef
σ_{v0}	totale verticale grondspanning
σ_S	standaardafwijking van S

A Rol van de veldproeven bij het opstellen van de DoV-werkwijze

Het project Dijken op Veen is een groot onderzoek dat opgebouwd is uit een aantal onderdelen. Deze bijlage geeft een terugblik en schetst hoe de verschillende onderdelen in elkaar grijpen en bijdragen aan de onderbouwing van de werkwijze voor het bepalen van de stabiliteit van de Markermeerdijk op een veenondergrond. De werkwijze is aangeduid met DoV-werkwijze. Deze bijlage gaat voornamelijk in op het gebruik van veldproeven en het flankerend veld-, en laboratoriumonderzoek dat in de eerste fase van het DoV-onderzoek, DoV I, is uitgevoerd. De uitwerking tot de werkwijze is in de tweede fase van het project, DoV II, uitgevoerd.

De aanvankelijke onderzoeksvraag was hoe de sterkte van veen moest worden bepaald ten behoeve van een stabiliteitsanalyse van een dijklichaam op een veenondergrond. Het ging hierbij specifiek om veenlagen in de ondergrond en had geen betrekking op de bepaling van de stabiliteit van veendijken, waarin veel venig materiaal in de kruin aanwezig is. Aspecten als uitdroging van veen zijn daarom niet in het onderzoek betrokken.

In de dagelijkse ingenieurspraktijk worden sterkte eigenschappen bepaald aan de hand van laboratoriumproeven. Voor alle grondsoorten geldt dat er een vertaling moet plaats vinden van de parameters die in het laboratorium, aan de hand van een klein monster, worden bepaald naar het gedrag van de hele grondlaag. Voor veen is deze vertaling complex. De oorzaken hiervoor zijn onder andere de grote heterogeniteit in een veenlaag, de grootte van de vezels waardoor de gebruikelijke analyse van de proeven op basis van continuüm mechanica mogelijk niet op gaat en de lage spanningen in veen die leiden tot een relatief hoge benodigde nauwkeurigheid om in het laboratorium voldoende betrouwbare metingen uit te kunnen voeren.

Een alternatief voor het uitvoeren van laboratoriumonderzoek voor het bepalen van de sterkte eigenschappen van grondlagen is het gebruik van veldsondemetingen. In het project DoV wordt onder veldsondemetingen het gebruik van een standaard conus, geijkt op een klein meetbereik, en het toepassen van de bolsonde verstaan. Bij het gebruik van veldsondemetingen voor de sterkteparameters in stabiliteitsberekeningen dienen eerst correlaties tussen laboratoriumproefresultaten en gemeten weerstanden te worden opgesteld. Hierdoor wordt bij het gebruik van veldsondemetingen in sterkteberekeningen de vertaling van het sterktegedrag in laboratoriumproeven naar het gedrag in het veld niet geheel vermeden. Daarnaast speelt de meetnauwkeurigheid van de veldsondemetingen een belangrijke rol voor de mate van onzekerheid over de sterkteparameter. Met name voor veen in het achterland is de gemeten weerstand in het veen zodanig laag dat de gemeten conusweerstand veelal in de orde grootte van de voorgeschreven nauwkeurigheid conform norm NEN – EN – ISO 22476-1 ligt.

Om de aanvankelijke onderzoeksvraag in te vullen zijn vijf grootschalige veldproeven uitgevoerd. Figuur A.1 geeft een impressie van een van de proeven. De opzet en uitvoering van de proeven is kort toegelicht in Figuur A.2. Bij het uitvoeren van de veldproeven staan twee deel-onderzoeksvragen centraal. De **eerste** deelvraag betreft het schaafeffect tussen de sterktemeting van laboratorium monsters en de substantieel grotere veenlagen in het veld. In de veldproeven is een grote moot grond (veen) belast tot bezwijken. Het volume van deze moot grond is vergelijkbaar met het volume van een kleine dijkafschuiving. Met behulp van de

proefresultaten kan de huidige wijze waarop resultaten van relatief kleine laboratoriumproeven worden vertaald naar het gedrag van een hele laag worden gevalideerd en waar mogelijk verbeterd. Tevens kunnen de veldsondemetingen worden vergeleken met zowel de veldproefresultaten als de resultaten van de laboratoriumproeven. Hiermee kan het gebruik van correlaties tussen laboratoriumproeven en sonderingen worden gevalideerd en waar mogelijk de uitvoering van laboratorium-, en veldmetingen worden geoptimaliseerd. In dit licht zijn de veldproeven voornamelijk een opschaling van de laboratoriumproeven en een ijking van de opgestelde correlaties ten behoeve van het gebruik van veldsondemetingen.



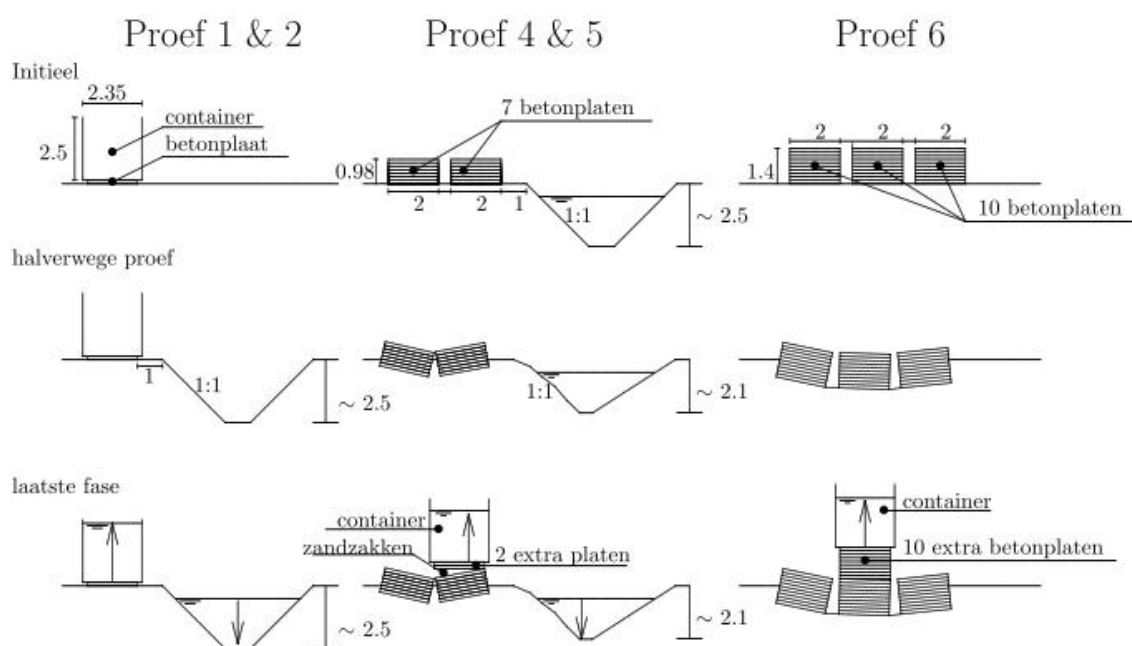
Figuur A.1 Overzicht proef 2

De **tweede** deelvraag is de vraag in hoeverre de bezwijkmodus die in de veldproeven wordt gerealiseerd overeenkomt met die voor waterkeringen relevant wordt geacht. Bij de voorbereiding van de veldproeven bleek het niet toelaatbaar proeven uit te voeren op een bestaande waterkering. In plaats daarvan zijn meerdere grote proeven uitgevoerd in het achterland. De uitgevoerde proeven kunnen in twee categorieën worden ingedeeld. Elke categorie modelleert een deelaspect van het bezwijken van een dijklichaam op een veenondergrond.

De eerste categorie proeven, proef 1 en 2, modelleren de situatie aan de binnenteen van de dijk. Deze proeven bestaan uit het plaatsen van een rij betonplaten op de veenondergrond. Op de betonplaten is een rij containers geplaatst. Vervolgens is voor de containerrij een sloot gegraven. Daarna zijn de containers stapsgewijs gevuld en is de waterstand in de sloot stapsgewijs verlaagd tot bezwijken optrad. De ontgraving voor de containerrij zorgt voor de horizontale component in het bezwijkmechanisme dat in de proeven 1 en 2 wordt gevonden.

De tweede categorie proeven, de proeven 4, 5 en 6, modelleren de situatie onder de berm of kruin van een dijk. In deze proeven zijn vooraf een aantal betonplaten aangebracht. In de proeven 4 en 5 zijn vooraf de sloten gegraven. In proef 6 is geen sloot gegraven. Vervolgens zijn enkele maanden rust aangehouden waarin zetting optrad. Daarna is opnieuw de belasting verhoogd tot bezwijken van de ondergrond optrad. De samendrukking die in deze proeven is gerealiseerd varieert van 1 tot 1,5 m. Dit komt overeen met de zetting die ter plaatse van de huidige stabiliteitsberm van de Markermeerdijk wordt aangetroffen. Uit de vergelijking tussen de proeven 4 en 5 enerzijds, de proeven met sloot en proef 6, de proef zonder sloot anderzijds volgt de invloed van de sloot. Tijdens de consolidatiefase van de proeven 4, 5 en 6 zijn met enige regelmaat veldsondemetingen in de voorbelaste grond

uitgevoerd. De ontwikkeling van de gemeten weerstand in de ondergrond geeft informatie hoe snel de sterkte toeneemt als gevolg van de aangebrachte voorbelasting. Deze informatie is belangrijk bij het ontwerpen van een dijkversterking. Details van de proefuitvoering zijn beschreven in de factual reports¹ en het analyse rapport²



Figuur A.2 Schetsmatige samenvatting van de uitgevoerde proeven

De vertaling van de laboratoriumproefresultaten naar het sterkte gedrag van een hele grondlaag conform de vigerende leidraden en voorschriften leidt, met name voor veen bij lage spanningen, tot zeer lage sterkte eigenschappen. Specifiek voor de proeflocatie volgt uit de vigerende werkwijze een verwachtingswaarde van de sterkte voor het veen in het achterland van 1,6 kPa, zie analyse rapport². Critical State Soil Mechanics, CSSM, is een internationaal geaccepteerde en veel toegepast raamwerk waarin de vertaling van laboratoriumproefresultaten naar gedrag van een grondlaag kan worden uitgewerkt. Het toepassen van CSSM voor veen bij lage spanningen leidt tot significant hogere sterktes dan volgt uit de werkwijze conform de vigerende leidraden en voorschriften. De resultaten van de veldproeven uitgevoerd bij lage spanningen, proef 1 en 2, sluiten aan bij de CSSM benadering. De analyse van de veldproeven 1 en 2 tonen een sterkte van het veen in de orde van 7 kPa, voor nadere toelichting zie analyse rapport². Dit is aanzienlijk hoger dan verwachtingswaarde van de sterkte van 1,6 kPa zoals die volgt uit de vigerende werkwijze. Het gebruik van de vigerende leidraden en voorschriften bleek te leiden tot een sterke onderschatting van de sterkte van het niet voorbelaste veen. Op basis van deze ervaring is de DoV-werkwijze opgesteld waarin recht wordt gedaan aan de hogere sterkte die in de veldproeven is gevonden en CSSM theorie die hier goed op aansluit.

¹ 1203768-010-GEO Dijken op Veen, factual report proef 1 en 2, oktober 2011

1203768-002-GEO Dijken op Veen factual report proef 4 en 5, april 2012

1203768-028-GEO Dijken op Veen, factual report proef 6, juni 2013

² 1203768-012-GEO Dijken op Veen, analyse veldproeven, juni 2012

Ook voor de proeven met een voorbelasting, veldproef 4, 5 en 6, volgt een goede aansluiting met de CSSM benadering. Echter de verschillen met de vigerende werkwijze zijn hier kleiner.

In de DoV-werkwijze staat het gebruik van veldsondemetingen in combinatie met opgestelde correlaties ten behoeve van parameterbepaling centraal. Deze correlaties zijn specifiek opgesteld voor het gebruik van het berekenen van de stabiliteit van de Markermeerdijk. Dit houdt in dat op zes locaties langs de Markermeerdijk laboratorium- en veldonderzoek is uitgevoerd ten behoeve van het opstellen van de correlaties. De onderbouwing van het gebruik van de correlaties en wijze waarop de correlaties worden afgeleid volgen uit de resultaten van de veldproeven. In DoV II is de methode verder uitgewerkt en ingepast in de veiligheidsfilosofie.

Opgemerkt wordt dat op hoofdlijnen twee categorieën sterkte eigenschappen beschikbaar zijn om de sterkte van grond te beschrijven. Er kan worden uitgegaan van gedraineerde sterkte eigenschappen en van ongedraineerde sterkte eigenschappen. Uit de analyse van de veldproeven volgt dat de ongedraineerde sterkte eigenschappen beter aansluiten bij de waarnemingen uit de veldproeven dan de gedraineerde sterkte eigenschappen. Dit sluit aan bij de ervaringen die in het SBW/WTI onderzoek zijn opgedaan bij de analyse van werkelijk opgetreden bezwijksituaties van dijken³. Bij stabiliteitsanalyses hebben de termen gedraineerd en ongedraineerd betrekking op de snelheid waarmee een afschuiving zich voordoet. Een afschuiving die zich zo snel voordoet dat consolidatie langs het glijvlak minimaal is kan worden beschouwd als een ongedraineerde afschuiving. Specifiek voor de Markermeerdijk geldt dat het maatgevend meerpeil zich geleidelijk opbouwt en vervolgens een relatief lange periode kan aanhouden. In de periode dat het maatgevend meerpeil zich voordoet kan buitenwater indringen waardoor de spanningscondities en de bijbehorende sterkte in de dijk en ondergrond veranderen. Het indringen van buitenwater is per definitie een (semi) gedraineerd proces. Echter, indien zich langs de Markermeerdijk een afschuiving voor zou doen, treedt die afschuiving snel op ten opzichte van de consolidatie van de ondergrond en is het gebruik van de ongedraineerde stabiliteitsanalyse toepasbaar op de Markermeerdijk. De uitvoering van de veldproeven is hierop ingesteld. De bezwijkbelasting is gedurende meerdere dagen, langzaam, aangebracht. De tijdsduur van bezwijken was in de verschillende proeven enkele minuten tot ruim een half uur.

³ Alexander van Duinen (2010), *SBW werkelijke sterkte van dijken validatie WS15, Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties, Deltares rapport nr 1202121-003*
Alexander van Duinen (2012) *Back analysis of dykes that withstand a high water level, Deltares memo nr 1206015-000*

B Toepasbaarheid Critical State Soil Mechanics voor Nederlandse waterkeringen

B.1 Rek criterium bij vaststellen sterkteparameters

Ten behoeve van het berekenen van de stabiliteit van waterkeringen worden de benodigde sterkte eigenschappen van de ondergrond voor de meeste projecten uit laboratoriumonderzoek bepaald. Bij de analyse van de laboratoriumproeven dient een bezwijkcriterium te worden gehanteerd. Er zijn verschillende criteria in gebruik. De verschillende criteria leiden tot verschillende sterkte eigenschappen en hebben daarmee invloed op het uiteindelijke ontwerp. In de huidige Nederlandse ingenieurspraktijk wordt gewerkt met een bezwijkcriterium waarbij een eis aan de verticale rek van het monster wordt gesteld. De sterkte eigenschappen worden bij 2% verticale rek, soms bij 5% verticale rek, bepaald. Deze rekpercentages passen bij het gebruik van multi stage proeven. Bij een multi stage proef wordt één monster bij verschillende belastingen beproefd. Bij de eerste belastingstappen mag het monster niet te veel worden verstoord. Immers bij compleet bezwijken bij de eerdere belastingstappen kan het monster niet meer bij de latere belastingstappen worden gebruikt. Bij de gehanteerde rekpercentage van 2% of 5% treedt over het algemeen geen daadwerkelijke bezwijken van het monster op en worden conservatieve waarden voor de sterkte gevonden.

Nu er algemene consensus bestaat dat de multi stage uitvoering van sterkte proeven geen goede weergave van de sterkte eigenschappen van grond oplevert dient er opnieuw over de te hanteren sterkte criteria te worden nagedacht. Een nieuwe werkwijze is de afgelopen jaren ontwikkeld in het SBW/WTI project Macro stabiliteit. In het SBW/WTI project Macro stabiliteit wordt aansluiting gezocht bij de Critical State Soil Mechanics, CSSM, (o.a. Wroth 1969, Muir Wood, 1990). CSSM is een internationaal aanvaarde theorie waarmee het gedrag van klei en zand wordt gemodelleerd. De CSSM hanteert een duidelijke definitie van bezwijken, dat wordt aangeduid met het bereiken van de critical state. In laboratoriumproeven wordt de critical state bereikt bij verticale rekken die gewoonlijk groter zijn dan de eerder gehanteerde 2 of 5% verticale rek. Dit geldt met name voor de proeven op humeuze klei en veen.

Het DoV project sluit aan bij de ontwikkelingen uit het SBW/WTI project. De achterliggende gedachte is dat dijkversterking die conform de DoV werkwijze wordt ontworpen in een later stadium moet kunnen worden getoetst conform de dan geldende toetsvoorschriften. De toetsvoorschriften vanaf 2017 worden thans in het WTI project opgesteld. De DoV werkwijze gaat eveneens uit van de CSSM.

Bij de implementatie van de DoV werkwijze worden vragen gesteld over de gevolgen van het gebruik van sterkte parameters die afgeleid zijn bij hogere rekpercentages dan vroeger gebruikelijk. Deze bijlage gaat nader in op de validatie van het gebruik van sterkte parameters die zijn afgeleid uit laboratoriumproeven waarbij het optreden van een grote rek, in de laboratoriumproef, als bezwijksterkte wordt gebruikt.

B.2 Onderzoek SBW/WTI

In het SBW/WTI project zijn ter validatie meerdere cases uitgewerkt. In een eerste serie is de stabiliteit berekend van waterkeringen waarbij instabiliteit heeft zich voorgedaan. Hierbij zijn zowel berekeningen uitgevoerd met sterkte parameters die conform de huidige praktijk, dat wil zeggen Mohr-Coulomb en gedraineerde parameters, zijn afgeleid als berekeningen gebaseerd op parameters die conform CSSM zijn afgeleid. De resultaten zijn besproken in

van Duinen (2010). De tweede serie betreft stabiliteitsanalyses van de waterkeringen die hoge waterstanden hebben doorstaan zonder dat instabiliteit is opgetreden. Deze resultaten zijn beschreven in van Duinen (2012).

Eén van de conclusies uit van Duinen (2010) was:

Wanneer de verschillende onderzoeklocaties worden geanalyseerd op basis van schuifsterkteparameters uit celproeven leidt dit tot evenwichtsfactoren F_{min} die variëren tussen 0,66 en 2,13. Gemiddeld bedraagt de berekende evenwichtsfactor circa 1,4. Bij de onderzoekslocaties is bezwijken of grote deformatie aan de orde. De berekende evenwichtsfactoren moeten daarom circa 1,0 zijn. Met celproeven wordt dus gemiddeld genomen een duidelijk te hoge evenwichtsfactor berekend.

Met een aanpak waarbij de beschrijving van het grondgedrag wordt afgestemd op de specifieke omstandigheden van de onderzoekslocaties worden evenwichtsfactoren gevonden tussen 0,84 en 1,07. Gemiddeld genomen liggen de berekende evenwichtsfactoren iets onder 1,0.

Hierbij wordt opgemerkt dat voor de in SBW uitgevoerde analyse celproefgegevens uit het archief als referentie diende. Dit zijn sterkte eigenschappen waarbij de sterkte in de proef is afgeleid bij 1 à 2% vervorming. De genoemde aanpak waarbij het grondgedrag is afgestemd op de specifieke omstandigheden is een aanpak gebaseerd op CSSM waarbij zowel gedraineerde als ongedraineerde sterkte eigenschappen zijn afgeleid en in berekeningen zijn toegepast.

In de Engelstalige memo, van Duinen 2012, dat de berekeningsresultaten van de analyse van cases waarin dijken hoogwaterstanden overleefden wordt het volgende geconcludeerd:

Combining the results of the validation study based on stability analyses of failed dike slopes (Figure 1 and Van Duinen, 2010) and the results of the analyses of the present study gives the next observations:

- *The mean values of the shear strength from cell test results leads to stability factors above $F_{min} = 1,0$ both for the failed slopes and the slopes that withstood a high water level. The only exception is the Bergambacht case for the slope failure at the slope stability test with $F_{min} = 0,51$.*
- *The mean values of the undrained shear strength leads to stability factors close to $F_{min} = 1,0$ and less than $F_{min} = 1,0$ for the failed slopes and above $F_{min} = 1,0$ for the slopes that withstood a high water level. The Markermeerdijk case has also a stability factor above $F_{min} = 1,0$ ($F_{min} = 1,01$) when the factor for three-dimensional effects is set to 1,0, which can be proposed because a circular critical slip plane is calculated.*
- *Two cases in the validation study are supposed to behave drained during failure. For these two cases an effective stress slope stability analysis with mean values of the friction angle (critical state with cohesion is zero) gave stability factors close to 1,0.*
- *Due to the conservative assumptions about the land subsidence and the water level decrease in the polder the calculated stability factors could be slightly higher.*

Uit de SBW/WTI analyse volgt dat een benadering conform de CSSM beter aansluit bij de ervaring uit veld dan de huidige praktijk. Dit geldt zowel voor de analyses van cases waarin bezwijken is opgetreden als voor cases waarin dijken hoge waterstanden hebben overleefd.

B.3 Veldproeven; vervormingen onder maatgevende belasting

Het gebruik van sterkte eigenschappen die uit laboratoriumproeven bij een hoger rekpercentage zijn bepaald dan tot nu toe gebruikelijk leidt tot vragen omtrent de vervormingen die onder maatgevende of bijna maatgevende belastingen te verwachten zijn. De redenering is dat de sterkte van ondergrond en dijksmateriaal bij toenemende vervorming wordt gemobiliseerd. Indien sterkte parameters in laboratoriumonderzoek niet bij 2 of 5% verticale rek worden bepaald, maar bij een hoger rekpercentage, is de verwachting dat een dijk die ontworpen is op basis van deze parameters bij maatgevende belasting of bijna maatgevende belasting ook meer vervorming zal vertonen. Het zou dan mogelijk kunnen zijn dat de ondergrond weliswaar niet is bezweken, maar dat het dijklichaam, als gevolg van de grote vervormingen niet meer naar behoren functioneert.

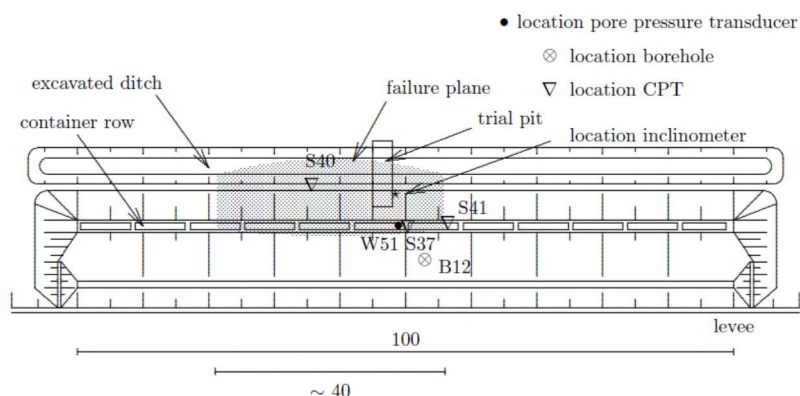
Om op deze vraag een antwoord te kunnen geven wordt gekeken uitgevoerde veldproeven. Eerst wordt gekeken naar de veldproeven die in het kader van het project dijken op Veen zijn uitgevoerd. Daarna wordt ingegaan op twee andere grote veldproeven waarin bezwijken van een dijklichaam werd geforceerd; de IJkdijk macrostabiliteitsproef en de Bergambachtproef.

In de DoV veldproeven zijn 5 proeven succesvol uitgevoerd. Bij vier van de 5 proeven vormde een ontgraving met een taludhelling 1:1 tot een diepte van circa mv - 2,5 m een belangrijk onderdeel van de proefopstelling. Berekeningen gebaseerd op sterkte parameters die waren afgeleid bij 2% verticale rek gaven aan dat de ontgraving niet kon worden uitgevoerd. Tijdens ontgraven zou, volgens deze berekeningen, het ontgraven talud instorten. Berekeningen met parameters waarbij de (ongedraineerde) sterkte parameters bij grotere rek is afgeleid gaven aan dat ontgraven niet tot stabiliteitsproblemen zouden leiden. In werkelijkheid konden de ontgravingen zonder problemen worden gerealiseerd. Voor de proeven waarin een voorbelasting is toegepast zijn ontgravingen gedurende meerdere maanden aanwezig geweest. In die periode hebben zich langs de slootwanden geen significante vervormingen voorgedaan. Uiteraard met uitzondering van de periode waarin de proefopstelling werd doorbelast tot aan bezwijken. Geconcludeerd kan worden dat in de ondergrond een hogere gemobiliseerde schuifweerstand aanwezig kan zijn dan de sterkte die volgt uit een (isotroop) geconsolideerde triaxiaalproef bij 2% verticale rek zonder dat dit leidt tot significante vervormingen.

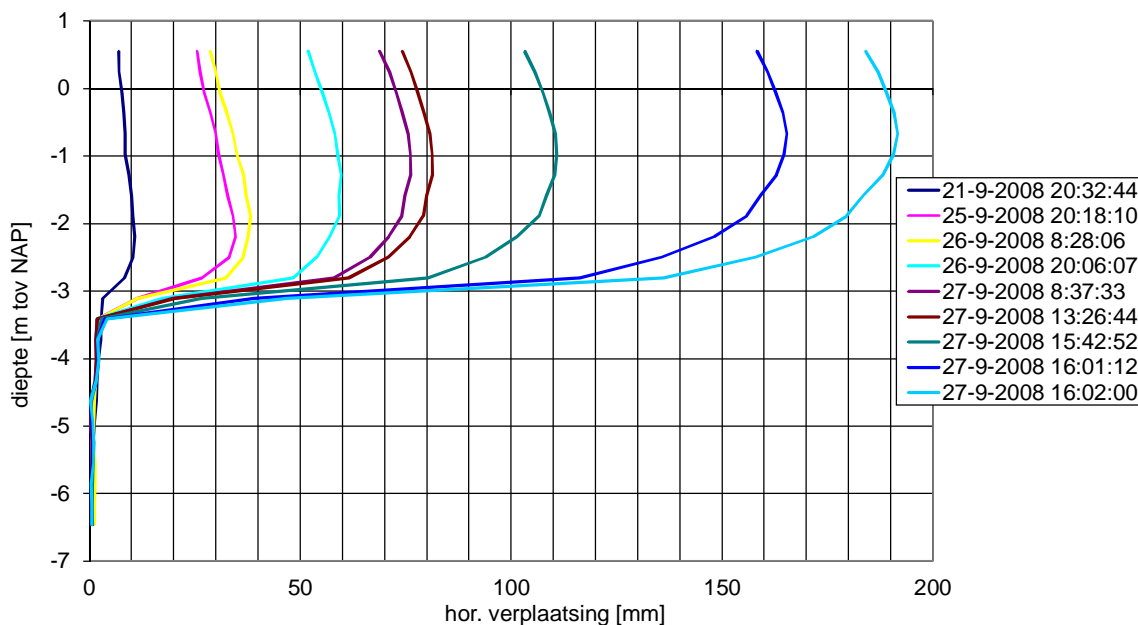
In de 5 veldproeven, onderdeel van het DoV project, werd in de belastfase bezwijken gevonden bij een abrupte versnelling van de vervormingen. Analyse van de proeven toonden aan dat het gebruik van sterkte eigenschappen die bij kleine rekpercentages zijn afgeleid leiden tot een sterke onderschatting van de daadwerkelijk aanwezige sterkte. De ongedraineerde schuifsterkte die bij grote rekken in laboratoriumproeven wordt gevonden sluit daarentegen goed aan bij de operationele schuifsterkte die in veldproeven is gevonden. De verplaatsingen die in de veldproeven zijn gemeten kunnen niet direct worden gerelateerd aan de rekken die in een laboratoriumproef worden gemeten. Lokaal kunnen relatief grote verplaatsingen over kleine afstanden optreden, waardoor de lokale rekken groot kunnen zijn zonder dat vervormingen aan het maaiveld zichtbaar zijn.

Een illustratie van de hierboven beschreven verschil tussen lokaal optredende grote rekken en vervormingen aan het maaiveld wordt gevonden in de IJkdijk macrostabiliteitsproef en Bergambachtproef.

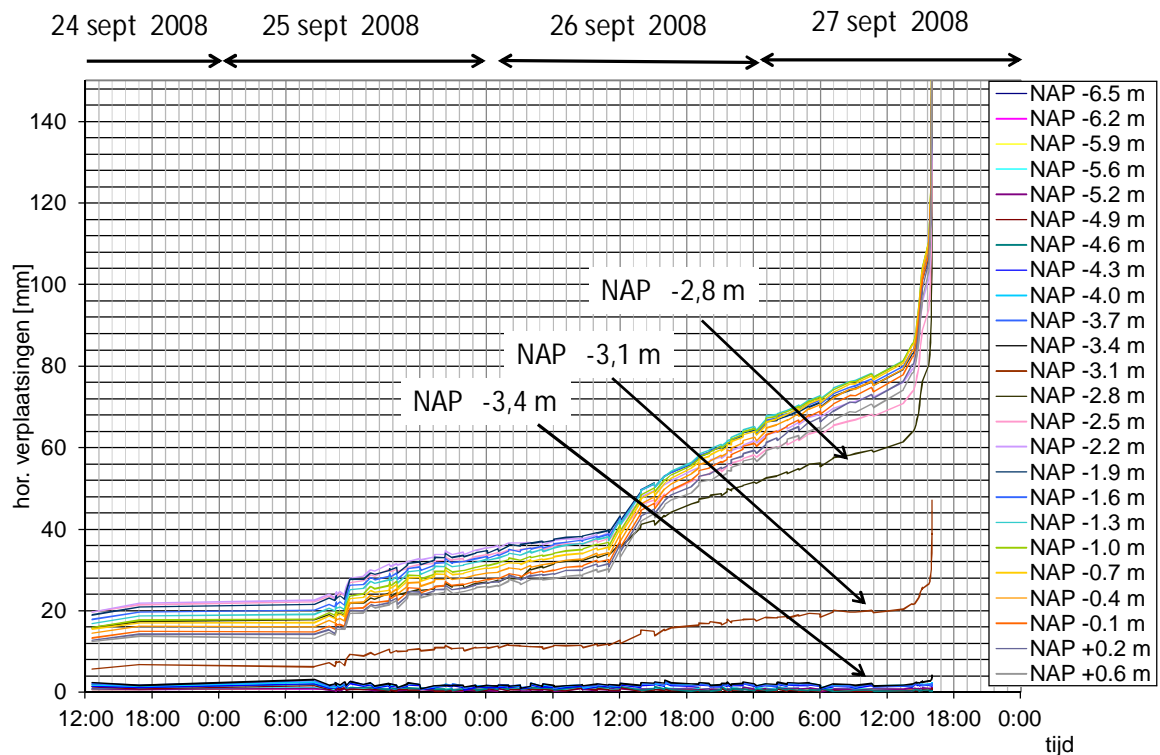
Figuur B.1 toont een bovenaanzicht en zijaanzicht van de gerealiseerde afschuiving in de IJkdijk Macrostabiliiteitsproef. De metingen zijn beschreven in Koelewijn e.a. (2009). De gerealiseerde afschuiving had een breedte van 40 m en is met arcering weergegeven in het bovenaanzicht. In het bovenaanzicht is ook de locatie van een inclinometer aangegeven. Deze inclinometer staat in de teen van het afgeschoven deel van het dijklichaam. Metingen van deze inclinometer zijn gegeven in Figuur B.2 en Figuur B.3. Het aanbrengen van de belasting werd gestart op donderdagochtend 25 september 2008. De afschuiving deed zich voor op zaterdag 27 september 2008 om 16:02 u.



Figuur B.1 Gerealiseerde afschuiving, links bovenaanzicht het gearceerde deel geeft de afschuiving weer. Uit Zwanenburg e.a. 2012; rechts, foto zijaanzicht



Figuur B.2 Meetresultaten inclinometer.



Figuur B.3 Gemeten horizontale verplaatsingen ter plaatse van het afschuifvlak

Het gemeten diepteverloop van de horizontale verplaatsingen is voor verschillende momenten van de proef gegeven in Figuur B.3. Rondom NAP – 3 m vindt het grootste verloop van de horizontale verplaatsingen in de diepte plaats. Dit wordt eveneens weergegeven in Figuur B.3. De inclinometer is opgebouwd uit elementen van 0,305 m lang. Ter plaatse van de connecties van deze elementen worden de verplaatsingen gemeten. Figuur B.3 toont de gemeten horizontale verplaatsingen als functie van de tijd voor elk van de afzonderlijke meetpunten (connectie tussen de elementen). Het meetpunt op NAP – 3,4 m en de diepere gelegen meetpunten meten geen significante horizontale verplaatsing. De meetpunten die boven NAP -2,8 m zijn gelegen meten dezelfde horizontale verplaatsingen. Rekken treden op waar een verandering in verplaatsing wordt gemeten; hier NAP – 3 m. De grootte van het verloop van de gemeten horizontale verplaatsing en de hoogte waarover deze optreedt kan worden gebruikt om de schuifrek te bepalen:

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} (\times 100\%)$$

Waarin Δu het verloop van de horizontale verplaatsingen weergeeft, Δh de hoogte waarover het verloop optreedt en γ de optredende schuifrek.

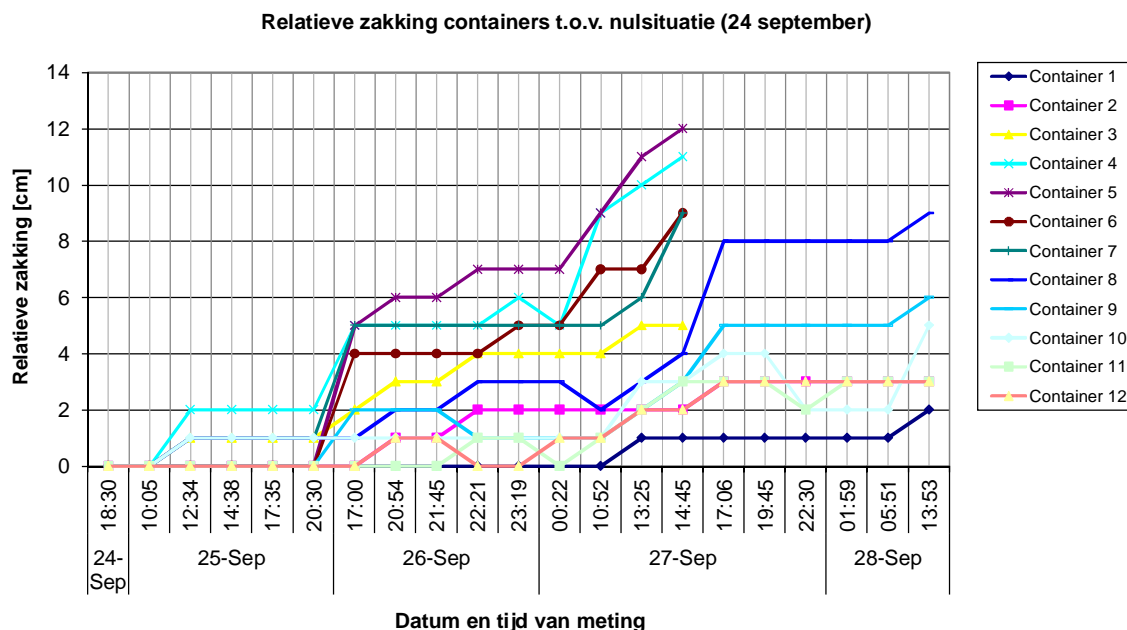
Diepte [NAP m]		Δu [m]	Δh [m]	γ [%]
van	tot			
-3,4	-3,1	0,0186	0,305	6,1
-3,1	-2,8	0,0411	0,305	13,5
-3,4	-2,8	0,0597	0,610	9,8

Tabel B.1 Bepaling optredende schuifrek rondom NAP -3,1 m. Gemeten op 27 september 2008 13:26 circa 2,5 uur voor de afschuiving

Tabel B.1 geeft de optredende de schuifrek rondom NAP -3,1 m weer. Deze berekende schuifreken zijn gebaseerd op de meting van 27 september 2008 om 13:26, circa 2,5 uur voor

het optreden van de afschuiving. Op dat moment waren de verplaatsingen beperkt tot enkele centimeters. Lokaal liepen de schuifrekken op tot 13,5%. Opgemerkt wordt dat de rekken lokaal naar verwachting zelfs groter zijn geweest. Immers er werd gemeten met een diepte interval van 0,305 m. Indien een kleiner interval zou zijn toegepast zou naar verwachting een grotere rek zijn gevonden.

Figuur B.4 toont de metingen van de zakking van de containers die op de kruin van de dijk waren geplaatst. De containers 3, 4, 5, 6 en 7 stonden ter plaatse van de afschuiving en konden na afschuiven, vanwege veiligheidsredenen, niet meer worden ingemeten. Op 27 september 2008 om 13:25 was de zakking van de containers, ter plaatse van het glijvlak in de orde van 6 tot 11 cm. De gemeten zakking van de containers ter plaatse van de afschuiving is groter dan van de overige containers. Opgemerkt wordt dat visueel nog geen vervormingen zichtbaar waren. Pas enkele minuten voor het optreden van de afschuiving waren de vervormingen visueel zichtbaar.

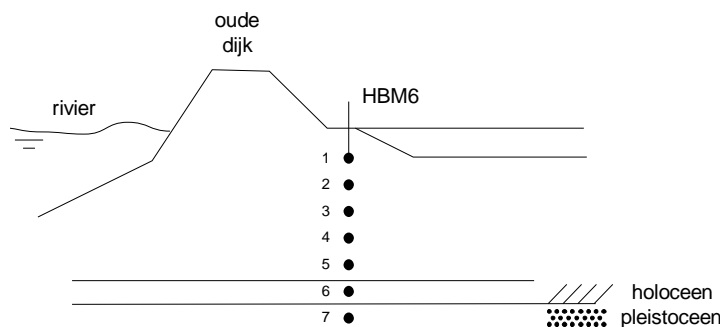


Figuur B.4 Gemeten zakking van de containers op de kruin, ten opzichte van de start van de proef op 24 september.

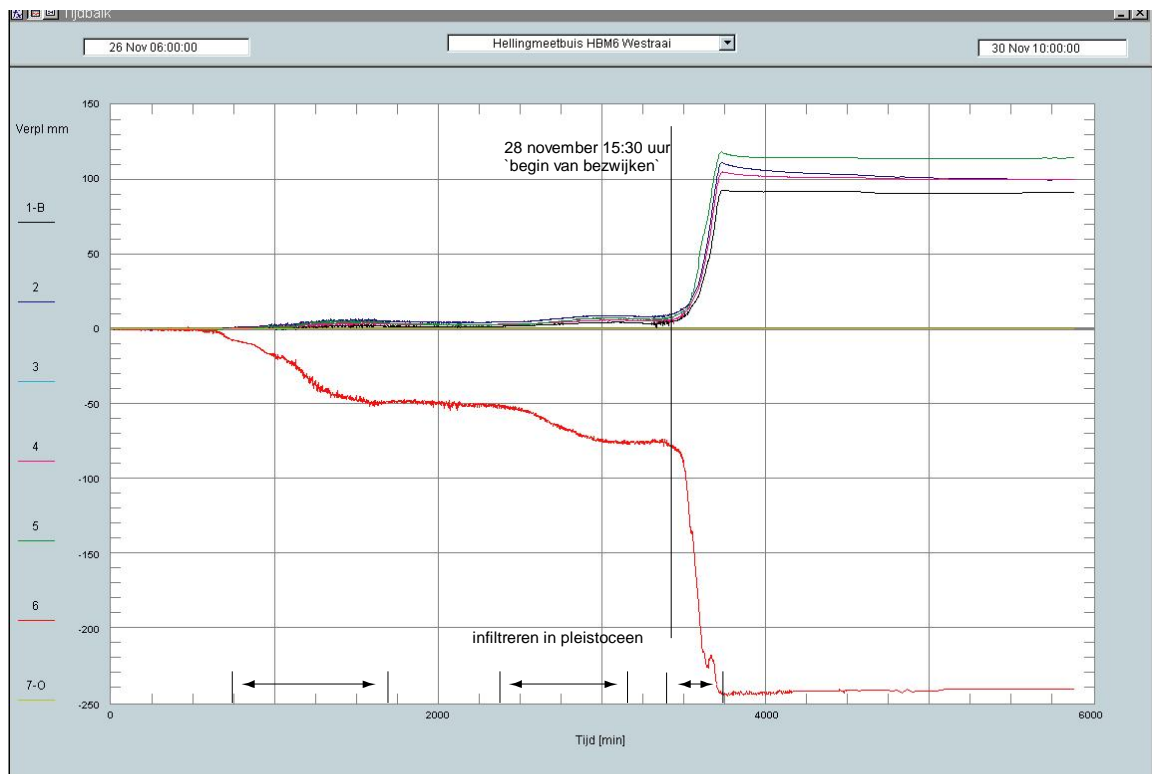
De bovenstaande figuren laten zien dat 2,5 uur voor het optreden van de afschuiving de gemeten verplaatsingen gering waren. De gemeten horizontale verplaatsingen lagen in de orde van 0,06 tot 0,08 m, de zakking van de containers op de kruin in de orde van 0,10 m. Op dat moment was vervorming van het dijklichaam niet met het blote oog waarneembaar. Toch liep in de ondergrond de schuifrek lokaal op tot 13,5%. Dit is het gevolg van de korte afstand waarover het verschil in de optredende verplaatsingen zich voordoet. De lokaal optredende grote rekken dragen bij aan de vorming van het glijvlak. Pas nadat het glijvlak zich voldoende heeft ontwikkeld treedt, bijna instantaan, afschuiven op met grote vervormingen tot gevolg.

Vergelijkbare resultaten zijn er bij de Bergambachtproef gevonden. In deze proef is een oude, niet meer in gebruik zijnde, waterkering tot bezwijken belast. Figuur B.5 geeft een dwarsdoorsnede van de dijk en toont de locatie van een hellingmeetbuis. In deze buis zijn op zeven diepten, tijdens de proef, de horizontale verplaatsingen gemeten. De punten zijn genummerd 1 tot en met 7. Figuur B.6 toont de metingen van HMB6. De horizontale verplaatsingen van de punten 1 tot en met 5 zijn alle vrijwel gelijk. Locatie 7 was in de

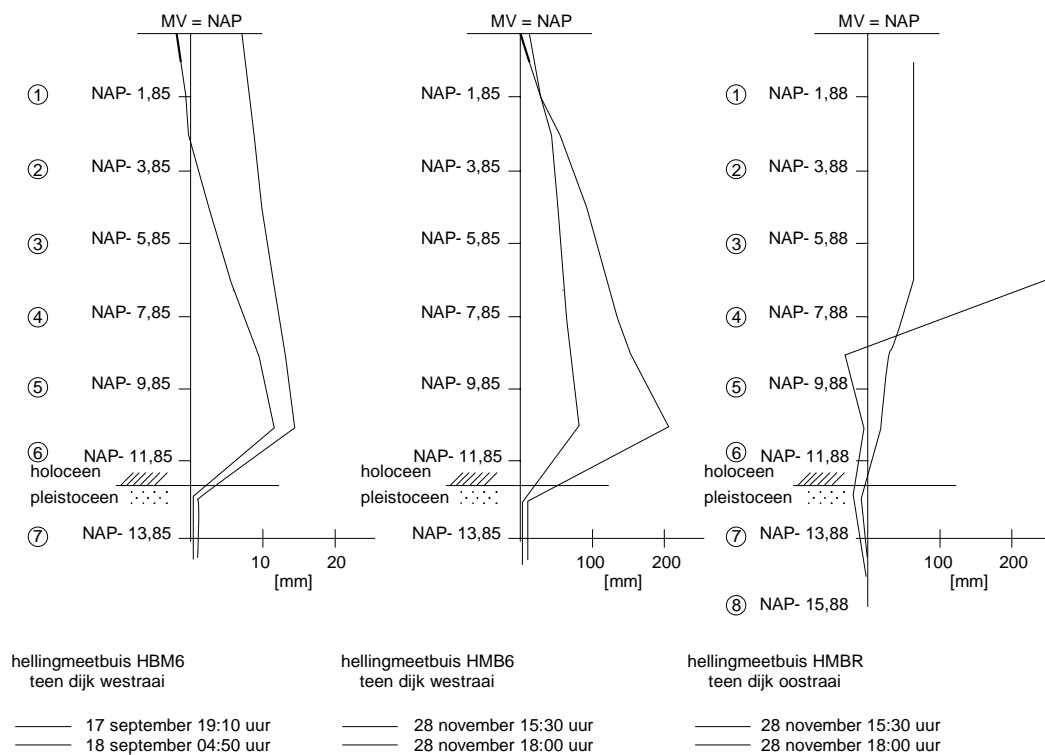
zandlaag geplaatst, hier trad geen horizontale verplaatsing op. Op locatie 6 worden relatief grote verplaatsingen gevonden. De gemeten horizontale verplaatsing bij punt 6 was, kort voor het moment van bezwijken circa 0,06 m. Voor de hier toegepaste type hellingmeetbuis was de toegepaste diepte interval, waarover de horizontale verplaatsingen worden gemeten te groot, 2 m, om de opgetreden rek te kunnen bepalen. Wel laten ook hier de metingen zien dat de verplaatsingen zich lokaal voordoen, waardoor er lokaal grote rekken kunnen optreden zonder dat dit leidt tot grote vervormingen van het dijklichaam.



Figuur B.5 Links: Dwarsdoorsnede Bergambachtproef en locatie hellingmeetbuis HBM6; Rechts: foto impressie, N.B. op de foto is de rivier aan de rechterzijde



Figuur B.6 Impressie metingen HBM6, verplaatsingen in [mm], Uit: Lindenberg (2002)



Figuur B.7 Diepte profielen van gemeten van horizontale verplaatsing bij Praktijkproef Bergambacht aan de teen van de dijk. Uit: Lindenberg (2002)

Ter aanvulling op Figuur B.6 is Figuur B.7 toegevoegd waarin voor twee tijdstippen het gemeten diepteverloop van de horizontale verplaatsingen is gepresenteerd alsmede een metingen van de naastgelegen hellingmeetbuis HMBR. Ook in hellingmeetbuis HMBR worden gelocaliseerde verplaatsingen gevonden.



Figuur B.8 Lokalisatie van verplaatsingen en vervormingen rondom het glijvlak

Na afloop van de Bergambachtproef is het dijklichaam afgegraven en is onderzoek gedaan naar de vorm van het glijvlak. Figuur B.8 toont twee foto's van het glijvlak in het dijklichaam. De foto's laten zien dat het glijvlak een dunne zone is waar de verplaatsingen en vervormingen zich concentreren. De rechter foto zoomt in op een deel van het gevonden glijvlak. Ter referentie is een euro muntstuk in de klei onder het glijvlak gedrukt.

B.4 Centrifugeproeven

B.4.1 Toelichting op centrifugeproeven

Onderdeel van het DoV onderzoek was het uitvoeren van een serie centrifugeproeven. De proeven zijn beschreven in De Lange et al (2014). Doel van de proeven is het vaststellen van de interactie tussen het stijve dijklichaam en slappe ondergrond. Hiertoe zijn proeven uitgevoerd met een kunstmatige ondergrond. Het voordeel van een kunstmatige ondergrond is dat de stijfheid van de ondergrond eenduidig vast ligt en dat vooraf een range van toe te passen stijfheden kan worden gekozen. Aansluitend op de serie proeven met kunstmatige ondergrond zijn twee proeven uitgevoerd waarin een stijve (zand)dijk is gecombineerd met een slappe kleiondergrond.

Deze twee proeven zijn geanalyseerd met behulp van de sterkte parameters die zijn afgeleid uit laboratoriumproeven waarbij de sterkte is bepaald bij grote rek. Een deel van de analyse is beschreven in De Lange et al (2014). In een later stadium zijn enkele aanvullende berekeningen en analyses uitgevoerd. De onderstaande tekst geeft een samenvatting van de eerder beschreven analyse en de later uitgevoerde aanvulling daarop.

B.4.2 Berekeningsresultaten

De analyse is in twee stappen uitgevoerd. In de eerste stap is de waargenomen cirkel nagerekend. Hierbij is de gemiddelde, langs het glijvlak in de klei gemobiliseerde, schuifsterkte iteratief bepaald. In de tweede stap zijn de sterkte-eigenschappen uit laboratoriumonderzoek bepaald en is gecontroleerd in hoeverre de berekende evenwichtsfactor overeenkomt met het gegeven dat in de proef bezwijken is opgetreden. De berekende glijcirkels zijn gegeven in de bijlagen van het analyse rapport, De Lange et al (2014).

Stap 1 Bepaling gemiddeld gemobiliseerde schuifsterkte

De grootte en de vorm van de glijcirkel volgt uit de videobeelden van proef 7. Uitgangspunt is dat bezwijken in de modelproef overeenkomt met berekende evenwichtsfactor $SF = 1,0$. Door middel van iteratie is de gemiddeld langs het glijvlak in de klei gemobiliseerde schuifsterkte berekend waarvoor geldt $SF = 1,0$. Voor de sterkte van het dijklichaam is aangehouden, cohesie, $c' = 0$ en wrijvingshoek $\varphi' = 44^\circ$.

Variant	$S_{u,gem}$ [kPa]		
	Bishop	LiftVan	Spencer v.d. Meij
Zonder zakking, zonder wandwrijving	6,40	-	-
Met zakking, zonder wandwrijving	5,90	6,25	7,10
Met zakking, met wandwrijving	4,85*	5,14**	5,84**

Tabel B.2 Berekeningsresultaten, gemiddeld gemobiliseerde schuifsterkte in de klei proef 7 bij $n = 51$, $\hat{SF} = 0,96$.

** Deze waarde is berekend met behulp van de verhouding zonder en met wandwrijving van methode Bishop over te nemen.

Tabel B.2 toont de berekende, gemiddeld langs het glijvlak gemobiliseerde, schuifsterkte. Hierbij is afzonderlijk de invloed van de correctie voor de opgetreden zakking, dat in de periode van de start van de proef tot kort voor bezwijken is opgetreden en wandwrijving weergegeven. Door de geometrie te corrigeren voor de opgetreden zakking vermindert het aandrijvend moment, hetgeen resulteert in een lagere berekende, gemiddeld langs het glijvlak in de klei gemobiliseerde, schuifsterkte. Hetzelfde geldt voor het in rekening brengen van de wandwrijving. De berekeningen zijn uitgevoerd met methoden Bishop, LiftVan en Spencer van der Meij. De variant zonder rekening te houden met de zakking van het maaiveld op het moment dat bezwijken optreedt is ter illustratie toegevoegd. Tevens is aangenomen dat de verhouding s_u bepaald zonder rekening te houden met wandwrijving tot de s_u die is bepaald waarbij wel rekening is gehouden met de wandwrijving voor de drie berekeningsmethoden gelijk is. Voor de berekeningen met de methode LiftVan en Spencer van der Meij is de invloed van de wandwrijving niet opnieuw bepaald.

Uit de Bishop berekening waarbij geen wandwrijving is verrekend volgt een gemiddeld langs het glijvlak gemobiliseerde schuifsterkte, $s_u = 5,90$ kPa. Zoals hierboven toegelicht is de berekende evenwichtsfactor daarbij $SF_{\text{bishop}} = 1,0$. Het toepassen van deze sterkte, $s_u = 5,90$ kPa, in de LiftVan berekening geeft $SF_{\text{LiftVan}} = 0,95$. Voor de Spencer berekening volgt bij $s_u = 5,90$ kPa, $SF_{\text{spencer}} = 0,84$. De Lange e.a. (2014) laat zien dat de gevonden sterkte uit de analyse goed aansluit bij de T-bar metingen.

Stap 2 Toepassen resultaten laboratoriumproeven

Voorafgaand aan de uitvoering van de centrifugeproeven zijn zowel triaxiaalproeven als Direct Simple Shear proeven op de Oostvaarderplassenklei uitgevoerd. De proefresultaten zijn beschreven in De Lange e.a. 2014. Uit de proeven zijn zowel de pieksterkte als de eindsterkte bepaald. Tabel B.3 toont de proefresultaten, waarbij de gemeten sterkte is uitgedrukt in de schuifsterkte ratio s_u / σ'_{vy} , met σ'_{vy} de in de proef opgelegde consolidatiespanning. Voor alle proeven geldt dat de opgelegde consolidatiespanning in de proef hoger is dan de oorspronkelijke grensspanning van het materiaal. De resultaten voor de pieksterkte is weergegeven in de vijfde kolom in Tabel B.3. Er is een duidelijk verschil in $(s_u / \sigma'_{vy})_{\text{piek}}$ gevonden voor de DSS proeven en de triaxiaalproeven. Dit verschil kan worden verklaard door anisotropie. De zesde kolom geeft de schuifsterkte ratio gevonden voor de eindrekken. Voor de eindrek is er geen significant verschil meer tussen de DSS proefresultaten en de triaxiaalproefresultaten. Deze resultaten sluiten aan bij Ladd (1991).

Monster	proeftype	ρ [kg/m ³]	w [%]	$(s_u / \sigma'_{vy})_{\text{piek}}$	$(s_u / \sigma'_{vy})_{\text{eindrek}}$
17	DSS	1260	151,3	0,40	0,36
18	DSS	1290	149,3	0,37	0,34
19	DSS	1300	148,8	0,33	0,28
14	TRIAX	1284	146,4	0,49	0,39
15	TRIAX	1288	147,1	0,44	0,30
16	TRIAX	1296	147,2	0,44	0,35

Tabel B.3 Schuifsterkteratio voor piek -, en eindrek

Bij de bepaling van de sterkte eigenschappen is $\sigma_{vy} = 14$ kPa toegepast en $m = 0,9$, voor toelichting zie De Lange e.a. (2014). De verticale effectieve spanning is berekend ter plaatse van de waterspanningsmeters op basis van de gemeten waterspanning, locatie van de opnemer, volume gewichten van de toegepaste grondsoorten en het aangebrachte g-veld. De resultaten zijn zowel voor de pieksterkte als voor de sterkte gebaseerd op de eindrek weergegeven in de onderstaande tabel. Voor de sterkte eigenschappen gebaseerd op de pieksterkte is ter plaatse van het dijklichaam de schuifsterkte ratio uit de triaxiaalproef met de

hoogste consolidatiespanning toegepast, $(s_u/\sigma'_{vy})_{\text{triax, comp, gem}} = 0,44$. Voor de sterkte eigenschappen ter plaatse van het talud is gebruik gemaakt van de schuifsterkte ratio uit de DSS proef met de hoogste consolidatie spanning, $(s_u/\sigma'_{vy})_{\text{DSS, gem}} = 0,33$. Voor de sterkte in het achterland is een schuifsterkte ratio aangenomen, $(s_u/\sigma'_{vy})_{\text{triax, extensie, gem}} = 0,22$. Hierbij is ervan uitgegaan dat het verschil in pieksterkte tussen triaxiale compressie en simple shear condities gelijk is aan het verschil tussen de simple shear condities en triaxiale extensie. Er is gekozen voor het gebruik van de proeven bij de hoogste consolidatie spanning voor het bepalen van de pieksterkte omdat er enige discussie ontstond omtrent de hoogte van de oorspronkelijke grensspanning. Voor de proeven met de hoogste consolidatie spanning is zeker dat deze het normaal geconsolideerd gedrag weergeven. Bij de bepaling van de sterkte op basis van de eindrekken is er van uitgegaan dat de schuifsterkte ratio voor triaxiale compressie, simple shear condities en triaxiale extensie aan elkaar gelijk zijn. Er is hier gebruik gemaakt van het gemiddelde van de laatste kolom van Tabel B.3, $(s_u/\sigma'_{vy})_{\text{eindrek, gem}} = 0,34$.

Voor het Baskarp zand is op basis van archiefmateriaal $\varphi_{\text{piek}} = 44^\circ$ gekozen en $\varphi_{\text{eindrek}} = 37^\circ$.

Locatie		WSM	σ'_v [kPa]	$s_{u,\text{piek}}$ [kPa]	$s_{u,\text{eindrek}}$ [kPa]
kruin	bovenzijde kleilaag	2	23,64	10,40	7,96
	onderzijde kleilaag	1	29,03	12,77	9,77
teen	bovenzijde kleilaag	5	~ 0	3,74	3,62
	onderzijde kleilaag	4	3,9	3,35	4,15
achterland	bovenzijde kleilaag	8	1,70	2,49	3,82
	onderzijde kleilaag	7	0,56	2,23	3,42

Tabel B.4 Bepaling σ'_v en s_u -waarde bij $n = 51$, uit laboratoriumproefresultaten voor proef 7, s_u is bepaald op basis van de effectieve spanning bepaald in het achterland en de ratio's uit Tabel B.3.

Opvallend is dat in het achterland de effectieve spanningen aan het maaiveld hoger zijn dan dieper in het model, zie Tabel B.4. Dit volgt uit de gemeten waterspanning en kan worden verklaard met consolidatie aan het oppervlak. Opvallend is ook dat bij de overstap van pieksterkte naar sterkte bij grote rek de sterkte onder de dijk lager wordt, maar ter plaatse van het talud en achterland iets hoger wordt. Dit volgt uit de ratio's gepresenteerd in Tabel B.3.

variant	SF					
	Bishop		LiftVan		Spencer	
	1	2	1	2	1	2
Zonder zakking, zonder wandwrijving	0,71	0,72	-		-	
Met zakking, zonder wandwrijving	0,80	0,80	0,79	0,77	0,73	0,69
Met zakking, met wandwrijving	0,97	0,97*	0,97*	0,94*	0,90*	0,85*

Tabel B.5 Berekeningsresultaten proef 7, 1 = berekeningen gebaseerd op pieksterkte, 2 = berekeningen gebaseerd op parameters bepaald bij eindrek. * = aangenomen is dat de invloed van de wandwrijving gelijk is aan de verhouding van de varianten zonder en met wandwrijving bij methode Bishop voor parameters bepaald met de pieksterkte

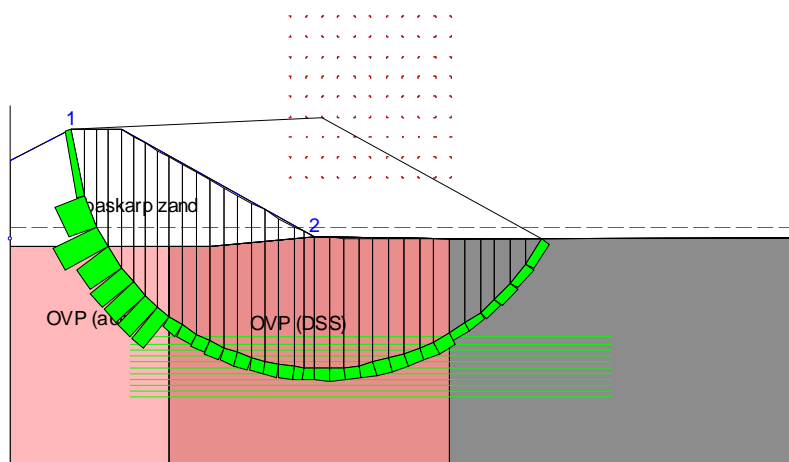
In de modelproef is bij $n = 51$ bezwijken van de dijk waargenomen. Tabel B.5 laat zien dat voor condities bij $n = 51$ in combinatie met de parameters uit Tabel B.4 de berekende evenwichtsfactor kleiner is dan 1,0, SF = 0,97 tot 0,90. De parameters uit Tabel B.4 volgen direct uit het laboratoriumonderzoek, er is geen optimalisatie uitgevoerd. De berekeningsresultaten sluiten goed aan bij de resultaten van de centrifugeproef. Opgemerkt

wordt dat voor de variant met zakking en wandwrijving, derde regel uit Tabel B.5, geen nieuwe berekening is uitgevoerd voor de methoden LiftVan en Spencer van der Meij.

De berekeningen, gepresenteerd in Tabel B.5, laten zien dat een stabiliteitsanalyse gebaseerd op sterkte parameters uit laboratoriumonderzoek die bij grote rek zijn bepaald, goed aansluiten bij de centrifugeproef resultaten. Sterkteparameters bij kleinere rekken zouden leiden tot lagere stabiliteitsfactoren en zijn daarmee te conservatief zijn.

De verschillen in berekende evenwichtsfactoren tussen de varianten waarbij gerekend is met pieksterkte respectievelijk sterkte bij het bereiken van de eindrek is gering. Dit is opvallend omdat, zoals Tabel B.4 laat zien, er duidelijke verschillen in bijbehorende s_u waarde zijn. Figuur B.9 en Figuur B.10 laten zien dat voor de Bishop berekening met zakking er een vrijwel identieke glijcirkel wordt gevonden. Hoewel niet getoond, geldt dit ook voor de berekeningen met methode LiftVan en Spencer v.d. Meij. In de berekening met de methode Bishop in combinatie met sterkte parameters bepaald bij eindrek wordt de lagere sterkte in en onder de dijk gecompenseerd door hogere waarden voor de sterkte in het achterland. Hierdoor wordt, voor deze specifieke situatie, een vrijwel identieke stabiliteitsfactor berekend voor zowel het gebruik van pieksterkte als sterkte bij grote rek.

Geconcludeerd wordt dat zowel het gebruik van de pieksterkte als het gebruik van de sterkte bij eindrek de opgetreden bezwijkmechanisme goed kan worden verklaard. Bij het gebruik van de pieksterkte moet daarbij onderscheid worden gemaakt tussen triaxiale compressie, simle shear condities en triaxiale extensie, ookwel bekend als de ADP methode. Bij het gebruik van sterkte eigenschappen bij eindrek kan een gemiddelde schuifsterkte ratio worden toegepast.

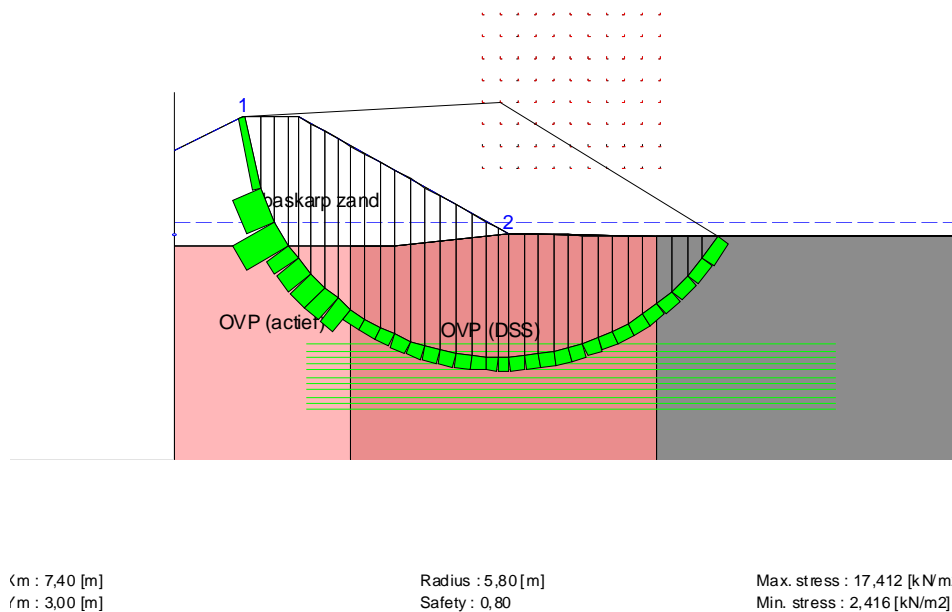


Xm : 7,80 [m]
Ym : 3,00 [m]

Radius : 6,25 [m]
Safety : 0,80

Max. stress : 16,285 [kN/m²]
Min. stress : 2,247 [kN/m²]

Figuur B.9 Berekende evenwichtsfactor met methode Bishop, sterkte eigenschappen zijn gebaseerd op pieksterkte



Figuur B.10 Berekende evenwichtsfactor met methode Bishop, sterkte eigenschappen zijn bepaald bij eindrek

B.5 Conclusie

Het DoV onderzoek richtte zich op het gedrag van veen. Echter, bij een stabiliteitsanalyse van waterkeringen spelen ook de andere grondlagen een rol. Sterkteproeven op veen vertonen bij het overschrijden van de pieksterkte geen of nauwelijks softening. Sommige kleisoorten daarentegen vertonen wel duidelijke softening. In navolging van het SBW/WTI onderzoek naar macrostabiliteit baseert de DoV werkwijze de parameterbepaling voor de afzonderlijke grondlagen op basis van de critical state soil mechanics, CSSM. In de praktijk houdt dit in dat de sterkte eigenschappen uit laboratoriumproeven worden bepaald na het realiseren van grote rekken in het monster. De bijbehorende rekpercentages zijn daarbij groter dan tot nu toe gebruikelijk. De onderbouwing voor het gebruik van sterkte parameters, bepaald bij grote rek, volgt uit de onderstaande drie componenten:

- 1 **Theorie;** Het gebruik van sterkte eigenschappen die afgeleid zijn bij grote rekken in laboratoriumproeven is gebaseerd op de CSSM. CSSM is internationaal een algemeen geaccepteerde wijze van het beschrijven van het gedrag van klei en zand en met name voor lagere grondspanning een verbetering ten opzichte van het oudere Mohr-Coulomb grondmodel.
- 2 **Specifiek voor dit doel uitgevoerde bezwijkproeven;** Bezwijkproeven zoals de veldproeven die in het kader van DoV zijn uitgevoerd, maar ook de uitgevoerde centrifugeproeven, de Bergambachtproef en de IJkdijk macrostabiliteitsproef laten zien dat het gebruik van parameters bij grote rekken beter aansluit bij de waargenomen bezwijk situaties dan parameters die conform de vigerende leidraden zijn afgeleid.
- 3 **Veldwaarnemingen;** Analyses van recent opgetreden afschuivingen van dijken, danwel cases waarin dijken een extreme waterstand hebben overleefd laten zien dat het gebruik van sterkte eigenschappen die conform CSSM, bij hogere rekken, zijn afgeleid beter aansluiten bij de waargenomen afschuivingen en niet opgetreden afschuivingen dan de parameters die conform de vigerende leidraden worden afgeleid.

De vervormingen die in de laboratoriumproeven optreden moeten bij de vertaling naar de stabiliteit van een waterkering worden vergeleken met de vervormingen die langs een potentieel glijvlak optreden. Dit houdt in dat lokaal in de ondergrond grote rekken kunnen

optreden, maar dat dit niet hetzelfde is als de vervormingen die het dijklichaam in de aanloop van bezwijken zal ondergaan. Dit wordt geïllustreerd door metingen van de Bergambachtproef en IJkdijk macrostabiliteitsproef. In de periode voorafgaand aan bezwijken van de IJkdijk macrostabiliteitsproef werd in de ondergrond een schuifrek van 13,5% gevonden zonder dat aan het maaiveld vervormingen van het dijklichaam zichtbaar waren. De zichtbare vervormingen traden pas op bij daadwerkelijk bezwijken.

B.6 Literatuur

van Duinen A.T. (2010), SBW werkelijke sterkte van dijken validatie WS15, Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties, Deltares rapport nr 1202121-003

van Duinen A.T. (2012) Back analysis of dykes that withstand a high water level, Deltares memo nr 1206015-000

Van Duinen T.A. (2013) SBW Slope Stability, Obtaining strength parameters from penetration tests, Deltares rapport 1206015-001

Koelewijn A.R., Zwanenburg C., van der Kolk B.J., Kruse G.A.M., de Vries G., Peters D.J., Willeboer M. (2009) Macrostabiliteitsdijk IJkdijk september 2008, Deel 6: meetverslag Deltares rapport 420612-0038 versie 3

Ladd C.C. (1991) Stability evaluation during staged construction, *Journal of Geotechnical Engineering* Vol 117 No 4 (22nd Karl Terzaghi Lecture)

De Lange D.A., Teunissen J.A.M., van Lottum H. (2014) Dijken op Veen II, Rapportage en analyse centrifugeproeven, Deltares rapportnr 1208254-008

Lindenberg J. (2002) Evaluatie rapport praktijkproef Bergambacht, GeoDelft rapport nummer 710301/334, Delft Cluster project nummer 01.03.01

Schofield A.N., Wroth C.P. (1968) *Critical State Soil Mechanics* McGraw-Hill ISBN 978-0641940484

Wood D.M. (1990) *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press ISBN 0-521-33249-4

Zwanenburg C. Den Haan E.J. Kruse G.A.M. Koelewijn A.R. (2012) Failure of a trial embankment on peat in Booneschans in The Netherlands *Géotechnique* **62**, no 6, p 479-490

C Voorbeeld bewerking resultaat DoV-Soilmodel tot invoer DGeoStability

C.1 Inleiding

In de werkwijze is stapsgewijs aangegeven hoe de ongedraineerde schuifsterkte moet worden bepaald. De werkwijze gaat ervan uit dat er lokaal sonderingen zijn uitgevoerd en dat er een correlatiefactor N_b of N_{kt} is afgeleid tussen de sondeerweerstand en de ongedraineerde schuifsterkte volgend uit laboratoriumonderzoek. In deze Bijlage wordt een voorbeeld gegeven hoe de in het rapport weergegeven werkwijze kan worden toegepast uitgaande van de gebruiksvriendelijke tool in DoV-Soilmodel en van de voor de dit project aangepaste versie van D-GeoStability.

C.2 Gebruikte gegevens

De situatie die wordt beschouwd is Markermeerdijk 25 -7 dp 30. In dit dwarsprofiel zijn ter plaatse 3 sonderingen in de kruin, 3 sonderingen in de berm en 2 bolsondemetingen in het achterland uitgevoerd. Uit de rapportage van het heterogeniteitsonderzoek⁴ zijn de correlatiefactoren afgeleid en de bij behorende variatiecoëfficiënten, welke in dit voorbeeld zijn overgenomen.

C.3 Werkwijze

In dit hoofdstuk wordt stapsgewijs, waarbij de stapnummering is aangehouden uit onderhavig rapport, de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte onder maatgevende omstandigheden bepaald. Hierbij wordt begonnen bij stap 5.

C.3.1 Stap 5a bepalen verwachtingswaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte (onder dagelijkse omstandigheden)

Voor het bepalen van de verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte (onder dagelijkse omstandigheden) wordt de gebruiksvriendelijke tool gebruikt: DoV –Soilmodel. Het is handig om eerst in D-GeoStability een invoerfile te maken zodanig dat de spanningen in de ondergrond zo goed als mogelijk de spanningen benaderen die aanwezig waren bij het sonderen. DoV-Soilmodel zal met deze spanningen en op basis van de ingevoerde N_{kt} en het type sondering een zogenaamd s_u -profiel opstellen. Hiertoe wordt de standaard conusweerstand q_c teruggerekend naar een netto conusweerstand q_{net} volgens de formule 1.2 uit dit rapport, waarvoor o.a. de verticale spanning wordt gebruikt.

Essentieel voor het bepalen van de netto conusweerstand q_{net} is dat de totaalspanning in de geometrie gelijk is aan de totaalspanning in het veld tijdens sonderen. Denk eraan dat de verkeersbelasting hiervoor wordt verwijderd uit de invoer, of dat in ieder geval de totaalspanning niet wordt bepaald door de verkeersbelasting. Later moet de gevonden ongedraineerde schuifsterkte nog worden gecorrigeerd voor het (effectieve) spanningsverschil wat ontstaat bij een hoogwaterperiode. Het is daarom handiger om te beginnen met eerst een D-Geostability invoer-file, waarbij de freatische lijn, de stijghoogte in de zandlagen corresponderen met de dagelijkse omstandigheden en zonder verkeersbelasting.

Door deze sti-file met dagelijkse omstandigheden en zonder verkeersbelasting in te lezen in DoV-Soilmodel en dan de betreffende sonderingen in te voegen kan voor een veenlaag een

⁴ 1208254-019-GEO-0001 juni 2014 Dijken op Veen eindrapport Heterogeniteit

zogenaamd s_u -profiel worden opgesteld. Let op dat elke grondlaag naast en onder de dijk een unieke naam heeft, dit maakt de administratie van de s_u -waarde eenvoudiger. Voor de wijze waarop dit kan wordt verwezen naar de gebruikershandleiding bij DoV soilmodel⁵

Input voor DoV-Soilmodel

In deze bijlage worden als voorbeeld de volgende N_{kt} en N_b waarden gehanteerd (overgenomen uit rapport⁶).

Type sonde	N	Spleet factor	X-factor
[-]	[-]	[-]	[-]
Sondeer conus (gevoelige)	14,55	0,58	1
Bol sonde	18,18	-	1

Tabel C.1 Invoergegevens DoV-Soilmodel

Daarnaast moet in de invoerkaders van DoV-soilmodel het type sondering en de zogenaamde spleetfactor worden opgegeven. De spleetfactor is afhankelijk van het type conus en wordt gebruikt voor het verdisconteren van de waterdruk tijdens sonderen. De X-factor is een reductiefactor en moet vooralsnog op 1 worden gezet.

De in deze tabel weergegeven N factor geeft een correlatie tussen de conusweerstand en de verwachtingswaarde voor de sterkte. De onderkant en de bovenkant van de s_u -laag dienen zodanig te worden gekozen dat de bovenzijde 1 maal de conusdiameter (D) onder de werkelijke bovenkant van de laag begint en dat aan de onderzijde een ruimte van 3 D buiten beschouwing moet worden gelaten. Bij de sondeerconus, standaard cpt is voor de conusdiameter D van 47 mm aangehouden en voor de bolsonde een D van 78 mm.

Output uit DoV-soilmodel

Op basis van de geometrie, de sonderingen en de hierboven vermelde invoerparameters kunnen met DoV-soilmodel de verwachtingswaarde voor de s_u -waarden worden bepaald. Deze zijn in Tabel C.2 tot en met Tabel C.4 weergegeven

In de tabellen zijn overigens de werkelijke onderzijde en bovenzijde van de laag weergegeven zoals deze in de sti-file zijn ingevoerd. In de onderstaande tabellen staan de ongedraineerde schuifsterkte vermeld zoals gevonden met DoV-Soilmodel in de 6^e en 7^e kolom. Uit deze gebruiksvriendelijk tool wordt namelijk de $s_{u\ top}$ gevonden en de $s_{u\ gradient}$. In de tabel is ook de $s_{u\ onder}$ vermeld die wordt berekend door bij de $s_{u\ top}$ het product van de s_u gradiënt en de laagdikte op te tellen. Deze laatste stap gebeurt handmatig (in een spreadsheet)

⁵ Rapport 1208254-030-geo-0001Dijken op Veen 2 september 2014

Naam laag	Bovenzijde	Onderzijde	Dikte laag	S _u top	S _u gradient	S _u top	S _u onder
	[m..NAP]		[m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Veen dijk	-3,37	-4,13	0,76	47,25	15,71	47,25	59,19
Veen dijk aangepast1	-4,13	-5,28	1,15	55,29	22,39	55,29	81,04
Veen dijk aangepast2	-5,45	-5,89	0,44	75,51	-113,80	75,51	25,437

Tabel C.2 s_u-bepaling met DoV soilmodel onder de kruin van de dijk

Naam laag	Bovenzijde	Onderzijde	Dikte laag	S _u top	S _u gradient	S _u top	S _u onder
	[m..NAP]		[m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Veen Berm *	-2,55	-4,37	1,82	23,03	-3,315	23,03 0	17,00
Veen Berm Aangepast 2	-4,57	-4,96	0,39	19,40	-15,82	19,40 2	13,23
Veen Berm Aangepast 3	-5,16	-5,78	0,61	17,67	-7,25	17,66 8	13,26
*	Spike in sondering buiten						

Tabel C.3 S_u bepaling met DoV soilmodel onder de berm

Naam laag	Bovenzijde	Onderzijde	Dikte laag	S _u top	S _u gradient	S _u top	S _u onder
	[m..NAP]		[m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Veen achterland	-1,57	-4,79	3,22	10,93	-1,04	10,92	7,58
Detritus aangepast 1	-4,80	-5,99	1,19	12,29	-4,73	12,29	6,66
Veen achterland aangepast	-5,99	-6,14	0,15	7,84	21,98	7,84	11,14
Detritus aangepast 2	-6,34	-6,96	0,62	31,01	74,95	31,01	77,48
*	Te dunne laag, SU-profiel niet betrouwbaar te bepalen, su waarde onderzijde laag 1 aangehouden						

Tabel C.4 S_u bepaling met DoV soilmodel in het achterland

Resultaat stap 5a

In de bovenstaande tabellen zijn de verwachtingswaarde voor de ongedraineerd schuifsterkte weergegeven zoals deze volgen uit de beschouwde sonderingen, geanalyseerd met DOV-soilmodel. In de volgende stap wordt deze verwachtingswaarde voor de sterkte omgerekend naar een karakteristieke waarde voor de sterkte.

C.3.2 Stap 5b1 Bepaling karakteristieke waarde voor de sterkte.

C.3.3 Inleiding

In de uitwerking van de ijkvelden wordt vastgelegd hoe groot de in rekening te brengen variatiecoëfficiënt dient te zijn. De variatiecoëfficiënt wordt dus per grondlaag eenmaal vastgesteld en daarna per dwarsprofiel toegepast.

Het bepalen van de karakteristieke waarde voor de schuifsterkte vindt buiten DOV-soilmodel plaats en kan het best worden uitgevoerd in een spreadsheet waarin de verschillende vervolg stappen om te komen tot een rekenwaarden kunnen worden uitgerekend. In deze paragraaf zal eerst een stuk theorie worden behandeld en daarna zal worden aangegeven hoe deze is toegepast bij het bepalen van de karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte.

Op basis van de verwachtingswaarde voor de sterkte moet nu de karakteristieke waarde voor de sterkte worden bepaald. De hiervoor benodigde variatiecoëfficiënten zijn bepaald in rapport heterogeniteit⁶. In onderstaande 3 tekstkaders wordt aangegeven hoe de gemiddeld variatie coëfficiënt wordt bepaald

De in rekening te brengen standaard afwijking van de ongedraineerde sterkte bestaat uit twee componenten. De eerste component verdisconteert ruimtelijke spreiding en de tweede de transformatie onzekerheid. Beide componenten worden samengevoegd volgens onderstaande vergelijking

$$VC_{\text{gemiddeld}} = \sqrt{VC_{\text{gemiddeld, ruimtelijk}}^2 + VC_{\text{gemiddeld, transformatie}}^2}$$

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 $VC_{\text{gemiddeld}}$

Intrinsieke ruimtelijke variabiliteit

Bij het schematiseren van de ondergrond ten behoeve van de berekenen van de stabiliteit van waterkeringen is het gebruikelijk om de lagen altijd 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 in het beschouwde gebied dergelijke dunne lagen voorkomen (zoals bij het 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. In onderstaand tekstkader zijn de verschillende vergelijkingen om de ruimtelijke variabiliteit te berekenen weergegeven.

	$VC_{\text{gemiddeld.ruimtelijk}} \approx \sqrt{\left(\frac{1}{n_{\text{m.regionaal}}} + \Gamma^2 + \gamma_v \cdot (1 - \Gamma^2) \right)} \cdot VC_{\text{regionaal}}$
	$\Gamma^2 \approx 1 - \alpha$
	$\gamma_v \approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1 \right)$
	$SD_{\text{regionaal}} = VC_{\text{regionaal}} \cdot s_{u,\text{gelineariseerd}}(z_{\text{midden}})$
	$VC_{\text{sond},i} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left(\frac{q}{N \times s_{u,\text{gelineariseerd},i}} - 1 \right)^2}{n_{\text{metingen},i}}}$
	$VC_{\text{regionaal}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} \sum_{j=1}^{n_{\text{metingen},i}} \left(\frac{q}{N \times s_{u,\text{gelineariseerd},i}} - 1 \right)^2}{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} n_{\text{metingen},i}}}$
	$\alpha_v = \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{sonderingen}}} VC_{\text{sond},i}^2}{n_{\text{sonderingen}} \times VC_{\text{regionaal}}^2}$
Hierin is:	
$n_{\text{m.regionaal}}$	Het aantal gebruikte metingen (per 0.025m) voor het bepalen van $SD_{\text{regionaal}}$ uit alle sonderingen samen. Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens zeer groot is geldt in praktijk: $\frac{1}{n_{\text{m.regionaal}}} \rightarrow 0$
γ_v	De verticale variantie-reductiefactor. De gegeven uitdrukking $\gamma_v \approx \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1\right)$ is volgens (Vanmarcke, 1977) van toepassing bij een exponentieel verloop van de auto-correlatiefunctie. Bij $\gamma_v = 1$ resulteert de standaardafwijking op de lokale waarde. Bij $\gamma_v = 0$ resulteert de standaardafwijking op de gemiddelde waarde.
Γ^2	De resterende variantiereductiefactor van de lokaal gemiddelde waarde. De verhouding α_v tussen de lokale en regionale variantie op basis van de variatiecoëfficiënt VC is gelijk aan 0.73, zie paragraaf 3.3 uit [5]. De waarde voor Γ^2 is dan ongeveer $1 - \alpha_v = 0.27$.
$VC_{\text{regionaal}}$	Variatiecoëfficiënt op de ruimtelijke variabiliteit voor alle sonderingen samen
$SD_{\text{regionaal}}$	De standaardafwijking op de ruimtelijke variabiliteit voor alle sonderingen samen [kPa]..
d_{laag}	De laagdikte [m]
D_v	De verticale correlatielengte [m]. Voor organische grond ligt de verwachtingswaarde veelal in de orde van 0.3m.
N	N_b of N_{kt} afhankelijk van gebruik bolsonde of standaard sondering
Q	q_{net} of q_b afhankelijk van gebruik bolsonde of standaard sondering

Transformatieonzekerheid

Wanneer de standaardafwijking op de lokaal gemiddelde waarde uit een correlatie met de sondeerweerstand wordt bepaald, dan moet ook rekening worden gehouden met de toegevoegde variantie door de transformatie ($SD_{\text{transformatie}}^2$). Een deel van deze variantie zal systematisch zijn (dat wil zeggen: afhankelijk van veensoort, spanningsniveau, overconsolidatiegraad en van sonderingsmaterieel en -uitvoering) en een deel zal willekeurig zijn. Het willekeurige deel mag worden gemiddeld over de laagdikte. In onderstaand tekstkader is de transformatie onzekerheid in vergelijkingen uitgewerkt.

$$SD_{\text{gemiddeld.transformatie}} \approx \sqrt{\left(r_{\text{sys}} + \frac{1}{n_{\text{m.doorsnede}}} \right)} \cdot SD_{\text{transformatie}}$$

$$SD_{\text{transformatie, bol}} = VC_{\text{Nb}} \times s_u(z) \tag{0.2.A}$$

$$SD_{\text{transformatie, sondering}} = VC_{\text{Nkt}} \times s_u(z)$$

Hierin is:

- $n_{\text{m.doorsnede}}$ Het aantal gebruikte metingen in 1 doorsnede (per 0.020 m). Omdat dit getal bij het gebruik van sondeergegevens meestal groot is geldt in praktijk vaak: $\frac{1}{n_{\text{m.doorsnede}}} \rightarrow 0$
- $SD_{\text{transformatie}}$ De standaardafwijking op $\frac{q}{N}$ [Pa]
- r_{sys} De systematische fractie van $SD_{\text{transformatie}}^2$ ($0 < r < 1$). Conform [6] wordt aangehouden $r_{\text{sys}} = 0,75$
- VC_{Nkt} Transformatieonzekerheid bij gebruik standaard sondering,
- VC_{Nb} Transformatieonzekerheid bij gebruik bolsonde,

Uitwerking van de variatiecoëfficiënten

Uit rapport⁶ wordt op basis van de ijkvelden vanuit DOV 2 de volgende relatie gevonden voor de ruimtelijke bijdrage aan de variatiecoëfficiënt. Deze is voor zowel de bolsonde als de standaardconus hetzelfde. De gevonden statistische parameters zijn als volgt.

Type sonde	VC regionaal	Γ^2	R_{sys}	VC gemiddeld transformatie
Conus	0,14	0,27	0,75	0,25
Ball	0,14	0,27	0,75	0,28

Tabel C.5 Variatiecoëfficiënten gebruikt voor het bepalen van de karakteristieke waarde

Deze parameters ingevuld in de verschillende vergelijkingen leiden tot de volgende relatie tussen de laagdikte en de gemiddelde ruimtelijk variatie coëfficiënt (gelijk voor zowel de bolsonde als de standaard cpt meting).

$$VC_{\text{gemiddeld.ruimtelijk}} \approx \sqrt{\left(0,27 + 0,73 \cdot \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot D_v}{d_{\text{laag}}}, 1\right)\right)} \cdot 0,14^2$$

De totale bijdrage van de transformatie onzekerheid in de variatiecoëfficiënt bedraagt volgens rapport ⁽⁶⁾:

$$VC_{\text{gemiddeld transformatie .bol}} \approx \sqrt{0.75 \cdot 0.28^2}$$

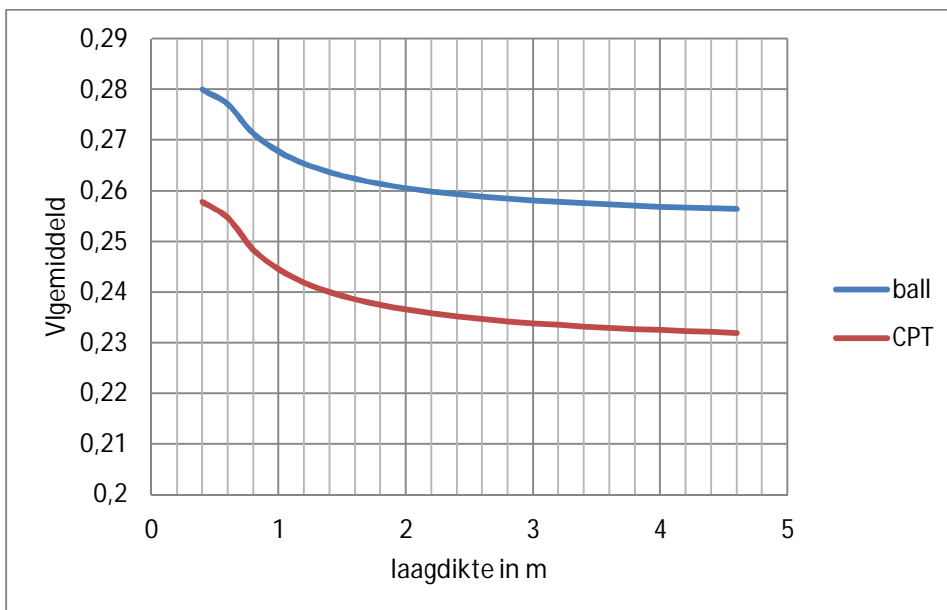
$$VC_{\text{gemiddeld transformatie .CPT}} \approx \sqrt{0.75 \cdot 0.25^2}$$

De totale variatie die moet worden meegenomen bij het bepalen van de karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte voor respectievelijk de bolsonde en de CPT is afhankelijk van de laagdikte en bedraagt:

$$V_{\text{gemiddeld.bol}} \approx \sqrt{\left(0.27 + 0.73 \cdot \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot 0,3}{d_{\text{laag}}}, 1\right)\right) \cdot 0.14^2 + 0.75 \cdot 0.28^2}$$

$$V_{\text{gemiddeld.CPT}} \approx \sqrt{\left(0.27 + 0.73 \cdot \min\left(\frac{\sqrt{\pi} \cdot 0,3}{d_{\text{laag}}}, 1\right)\right) \cdot 0.14^2 + 0.75 \cdot 0.25^2}$$

Op onderstaande figuur is de variatie coëfficiënt als relatie tot de laagdikte in grafiekvorm weergegeven. De knik in de grafiek bij een laagdikte van < 0,8 m wordt veroorzaakt doordat de term met de laagdikte afhankelijkheid begrensd is op 1,0.



Figuur C.1 Afhangelijkheid gemiddelde ruimtelijke variatie coëfficiënt

Tot slot wordt een optimalisatie toegepast door uit te gaan van een log-normale verdeling. Bij het berekenen van de karakteristieke waarde is 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:

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

$$SD(\ln(s_u)) = \sqrt{\ln\left(1 + (VC_{\text{gemiddeld}})^2\right)}$$

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

$$s_{u, gelineariseerd, kar} = f^{-1}(0, 05, E(\ln(s_{u, linear})), SD(\ln(s_u)))$$

Waarin:

$E(\ln(s_{u, linear}))$	De verwachtingswaarde van de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte voor log normale verdeling.
$SD(\ln(s_u))$	De standaard deviatie van de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte voor log normale verdeling.
f^{-1}	Inverse van de log normale verdeling.

C.3.4 Bepalen karakteristieke waarde op basis van de verwachtingswaarde en de berekende standaardafwijkingen

Om te komen van de met DOV-soilmodel bepaalde verwachtingswaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte naar een karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte moeten buiten DOV-soilmodel om de parameters worden bewerkt. Dit is gedaan in Excel Bovenstaande vergelijkingen zijn verwerkt in een Excel sheet op basis waarvan de ongedraineerde karakteristieke waarde voor de schuifsterkte is bepaald. In de tabellen staat de grondlaag naam zoals uit DOV-soilmodel met daarachter de middels stap 5.1 (DOV soilmodel) bepaalde ongedraineerde schuifsterkte. Bij de grondlaag naam is met een achtervoegsel (t) of (b) aangegeven of het op $s_{u \text{ Top}}$ of $s_{u \text{ Onder}}$ betreft. In de tabellen zijn de hier bovengenoemde tussenstappen zichtbaar gemaakt. In de eerste kolom staat de verwachtingswaarde voor de sterkte (bepaald met DOV soilmodel) en in de laatste de karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte.

Bepalen karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte op basis van CPT							
grondlaagnaam	S _{u gem}	D	VC gemiddeld	SD(ln _(su))	E(ln _(su))	ln(S _{ukar})	S _{u kar}
[-]	[kN/m ²]	m	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Veen dijk (t)	47,25	0,76	0,25	0,25	3,85	3,45	31,57
Veen dijk (b)	49,19	0,76	0,25	0,25	3,90	3,49	32,86
Veen dijk aangepast 1 (t)	55,29	1,15	0,24	0,24	4,01	3,62	37,34
Veen dijk aangepast 1 (b)	81,04	1,15	0,24	0,24	4,39	4,00	54,74
Veen dijk aangepast 2 (t)	75,51	0,44	0,26	0,25	4,32	3,91	49,79
Veen dijk aangepast 2 (b)	25,44	0,44	0,26	0,25	3,23	2,82	16,76
veen berm (t)	23,03	1,82	0,24	0,23	3,14	2,75	15,67
veen berm (b)	17,00	1,82	0,24	0,23	2,83	2,45	11,56
veen berm aangepast 2 (t)	19,40	0,39	0,26	0,25	2,96	2,55	12,78
veen berm aangepast 2 (b)	13,23	0,39	0,26	0,25	2,58	2,16	8,71
veen berm aangepast 3 (t)	17,67	0,61	0,25	0,25	2,87	2,46	11,70
veen berm aangepast 3 (b)	13,26	0,61	0,25	0,25	2,58	2,17	8,78

Tabel C.6 Karakteristieke waarde ongedraineerde schuifsterkte bepaald op basis van de cpt

Bepalen karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte op basis van ball sonde							
grondlaagnaam	S _{u gem}	D	VC gem.	SD(ln _(su))	E(ln _(su))	ln(S _{ukar})	S _{u kar}
[-]	Su gem	[m]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
veen achterland (t)	10,93	3,22	0,26	0,25	2,39	1,97	7,19
veen achterland (B)	7,58	3,22	0,26	0,25	2,02	1,61	4,98
Detritus aangepast 1 (t)	12,29	1,19	0,27	0,26	2,51	2,08	7,99
Detritus aangepast 1 (t)	6,66	1,19	0,27	0,26	1,89	1,46	4,32
veen achterland aangepast 1 (t)	7,89	0,15	0,28	0,27	2,06	1,61	5,00
veen achterland aangepast 1 (b)	11,14	0,15	0,28	0,27	2,41	1,96	7,08
Detritus aangepast 2 (T)	31,01	0,62	0,28	0,27	3,43	2,99	19,85
Detritus aangepast 2 (b)	77,42	0,62	0,28	0,27	4,35	3,90	49,59

Tabel C.7 Karakteristieke waarde ongedraineerde schuifsterkte bepaald op basis van de bol-sonde

Hiermee is het eerste deel van stap 5b (stap 5b1) afgerond en zijn er karakteristieke waarde afgeleid. De karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterktes zijn bepaald bij de dagelijkse omstandigheden.

C.4 Stap 5b2 Correctie van de karakteristieke waarde

De sonderingen worden uitgevoerd onder bepaalde spanningscondities, welke meestal overeen zullen komen met de dagelijkse omstandigheden. De toetsing van de dijk vindt plaats onder zogenaamde maatgevende omstandigheden waarbij een hoogwaterstand voor de dijk aanwezig is, of een lange periode met veel neerslag. De effectieve spanningscondities die horen bij deze omstandigheden wijken af van de dagelijkse omstandigheden en zijn lager dan de huidige omstandigheden. Deze spanningsverandering is van invloed op de te mobiliseren ongedraineerde schuifsterkte. De met de sonderingen gemeten ongedraineerde schuifweerstand moet hiervoor worden aangepast. In voorliggende paragraaf wordt beschreven hoe deze correctie kan worden uitgevoerd.

C.4.1 Voorgestelde aanpak

Als gevolg van hoogwater of veel neerslag veranderen de grondwaterspanningen waardoor ook de korrelspanning en daarmee de sterkte verandert. Een aantal grondwaterstand aspecten veranderen door een Hoogwatersituatie op het Markermeer namelijk:

1. De ligging van de freatische lijn.
2. De stijghoogte in dieper gelegen zandlagen.

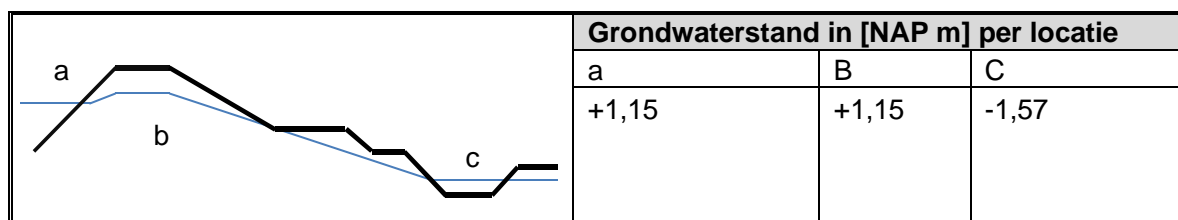
De invloed van deze grondwaterstand veranderingen op de effectieve of korrelspanning moet worden uitgerekend. Dit kan met behulp van DOV-Soilmodel en een spreadsheet. Hiervoor zijn 2 D-geostability invoeren nodig., een waarbij de dagelijkse omstandigheden zo goed als mogelijk zijn geschematiseerd en een met de maatgevende omstandigheden. Beide schematisaties dienen ingelezen te worden in DOV-Soilmodel. Op de X-coördinaten waar de sonderingen zijn uitgevoerd kunnen dan de grond- en water- en korrelspanning worden bepaald die met behulp van "ctrl c" kunnen worden gekopieerd naar Excel. In Excel kan dan eenvoudig het spanningsverschil worden uitgerekend.

Wanneer het spanningsverschil bekend is kan op basis van onderstaande formule eenvoudig de gecorrigeerde karakteristieke waarde voor ongedraineerde schuifsterkte worden gevonden onder maatgevende omstandigheden.

$$s_{u,u} = s_{u,i} \left(\frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}} \right)^{1-m}$$

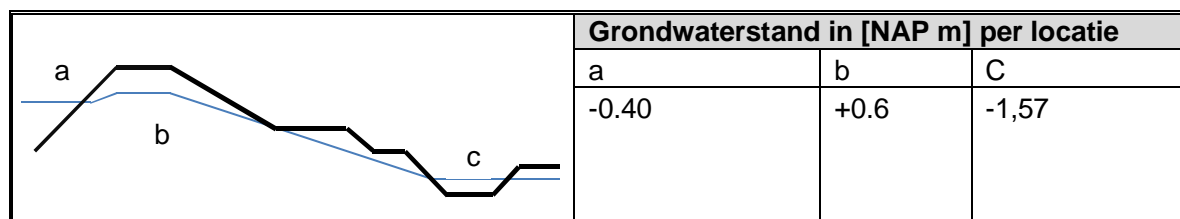
C.4.2 Bepalen verschil tussen dagelijkse omstandigheden en maatgevende omstandigheden

De ligging van de freatische lijn onder maatgevende omstandigheden is overgenomen uit de referentieberekening. De MHW stand is hierbij verhoogd naar de MHW stand die hoort bij een referentie periode van 10 jaar (MHW + 0,5*decimeringshoogte. Hierbij is de buitenwaterstand bij MHW op NAP +1,0 m geschematiseerd. In de kruin van de dijk is een grondwaterstand van NAP + 1,10 m aangehouden, waarna de grondwaterstand nagenoeg lineair verloopt naar het peil in de kwelsloot, in dit geval NAP -1,57 m.



Tabel C.8 Schematische weergave freatische lijn 25 dijkspaal 30 – Katwoude onder maatgevende omstandigheden

Onder dagelijkse omstandigheden is de freatische lijn ligt de freatische lijn in de dijk op circa NAP +0.6 m. De buitenwaterstand varieert van NAP – 0,40 tot NAP – 0,20, afhankelijk van zomer of winterpeil.



Tabel C.9 Schematische weergave freatische lijn 25 dijkpaal 30 – Katwoude onder dagelijkse omstandigheden

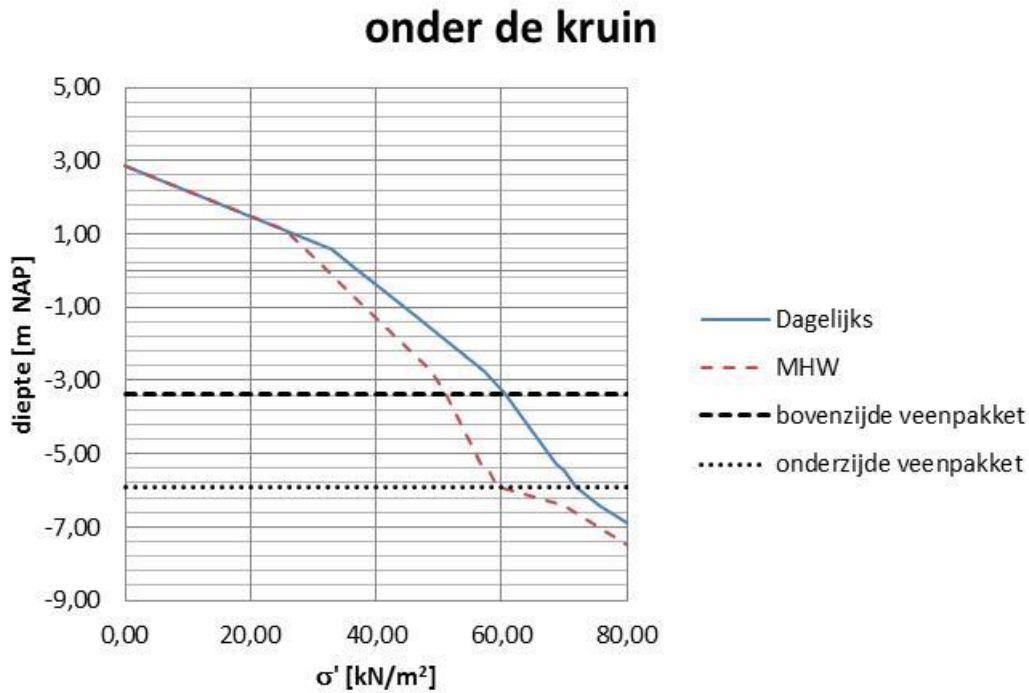
De stationaire stijghoogte in het Pleistocene zand bedraagt NAP -2,44 m onder dagelijkse omstandigheden. Uitgaande van een respons van 40 % stijgt de potentiaal in de zandlaag tot -1,82 m.

De stationaire stijghoogte in de wadzandlaag bedraagt NAP -1,14 m. Uitgaande van een respons van 40% stijgt de potentiaal in de zandlaag tot - 0,52 m.

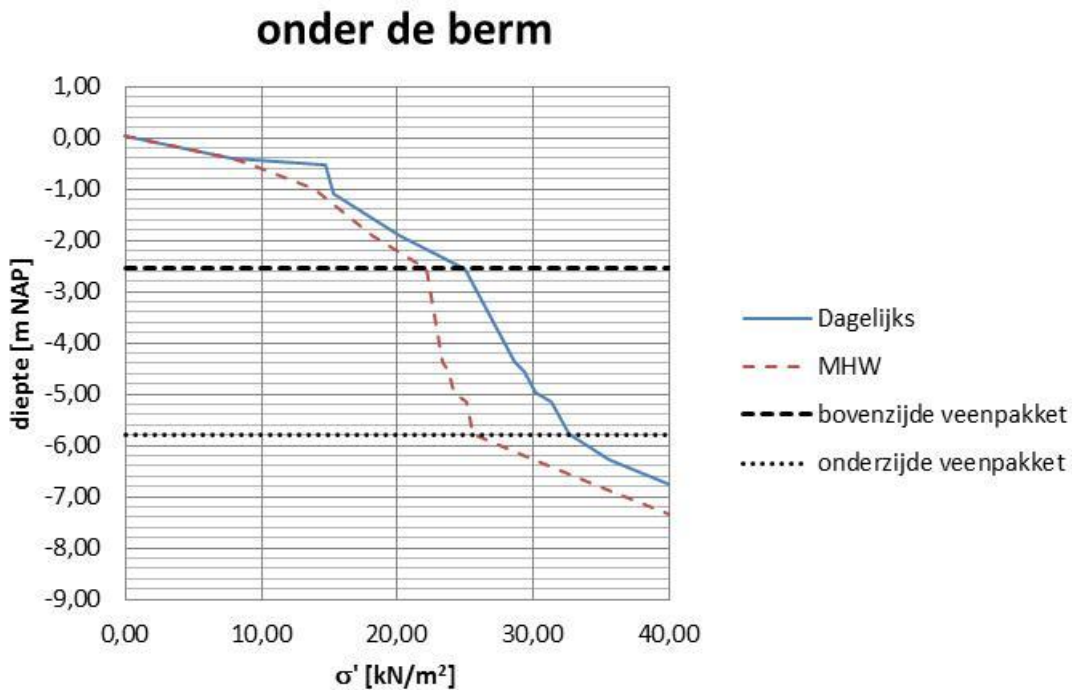
In de stationaire situatie is ervan uitgegaan dat over de veenlaag in het achterland een nagenoeg hydrostatisch verloop van de waterdruk aanwezig is. In de kleilaag is een lineair verloop aangehouden tussen de stijghoogte en het freatische vlak.

Het stijghoogte verloop onder MHW-omstandigheden verloopt over de onderste kleilaag, de rest van de lagen verlopen lineair naar de freatische lijn. In deze lagen neemt de waterspanning tijdens MHW niet toe.

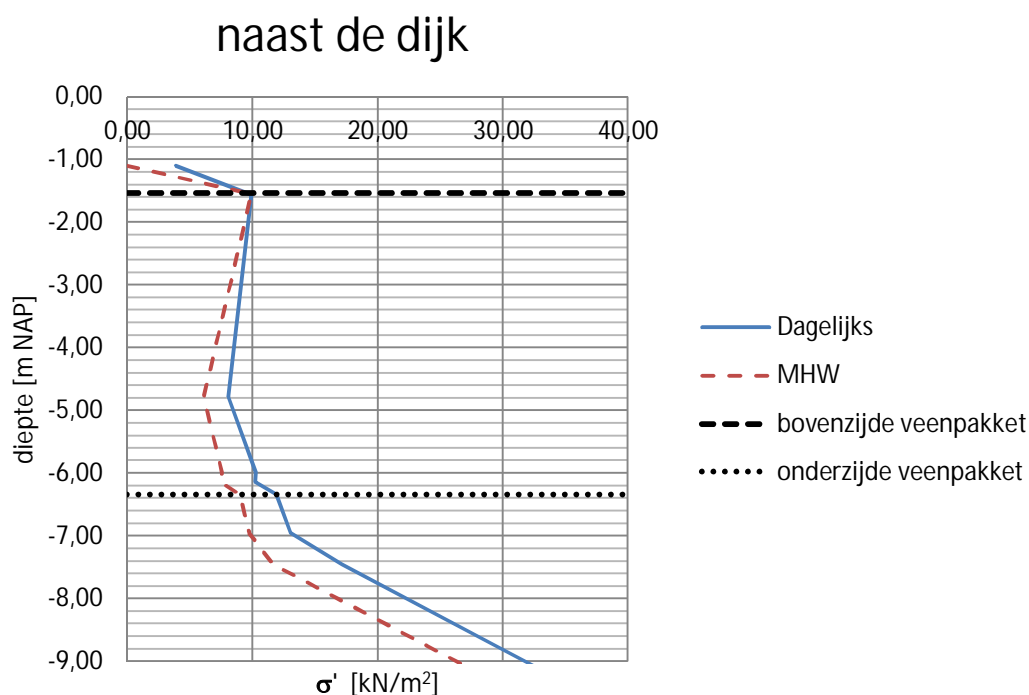
Op basis hiervan kunnen de spanningsverschillen worden uitgerekend tussen het moment van sonderen en de toetsomstandigheden. In onderstaande grafieken is de veranderingen van de effectieve of korrelspanning weergegeven als gevolg van een hoogwater situatie. In de grafieken zijn voor de locaties nabij de sonderingen ook de bovenzijde en onderzijde van het veenpakket weergegeven. Zichtbaar is, is dat in alle verticalen de spanning onder maatgevende omstandigheden gelijk of lager zijn dan onder dagelijkse omstandigheden.



Figuur C.2 Effectieve spanningsdiagram onder de kruin



Figuur C.3 Effectieve spanningsdiagram onder de kruin



Figuur C.4 Effectieve spanningsdiagram onder de kruin

Voor de in de grafiek weergegeven spanningsveranderingen dienen de onder stap 5b1 gevonden karakteristieke waarde te worden gecorrigeerd.

Hiervoor wordt voor de 'strength gain factor' m een karakteristieke waarde van 0,723 gehanteerd conform rapport ⁶.

Op basis hiervan worden de in de onderstaande tabellen gevonden reductie- of correctie factoren weergegeven waarmee de karakteristieke waarde dient te worden vermenigvuldigd. In de tabellen staat deze waarde in de laatste kolom. In de een na laatste kolom staat de verhouding, het quotiënt, van de spanningen onder dagelijkse omstandigheden en onder maatgevende omstandigheden. Deze waarde tot de macht 1-m is de reductie factor.

Grondsoort	Niveau	Korrelspanning		Quotiënt	Reductie-factor
	laag	Dagelijks	MHW		
[-]	m NAP	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]
Veen dijk (t)	-3,37	60,56	51,14	0,84	0,95
Veen dijk (b)	-4,13	63,80	53,39	0,84	0,95
Veen dijk aangepast 1 (b)	-5,28	68,70	56,80	0,83	0,95
Veen dijk aangepast 2 (t)	-5,45	69,99	57,87	0,83	0,95
Veen dijk aangepast 2 (b)	-5,89	71,87	59,18	0,82	0,95

Tabel C.10 Reductiefactor onder de dijk

Grondsoort	Niveau	Korrelspanning		Quotiënt	Reductie factor
	laag	Dagelijks	MHW		
[-]	m NAP	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]
veen berm (t)	-2,55	24,95	22,10	0,89	0,97
veen berm (b)	-4,37	28,58	23,33	0,82	0,95
Veen Berm Aangepast 2(t)	-4,57	29,36	23,83	0,81	0,94
Veen Berm Aangepast 2(b)	-4,96	30,14	24,09	0,80	0,94
Veen Berm Aangepast 3 (t)	-5,16	31,39	25,09	0,80	0,94
Veen Berm Aangepast 3 (b)	-5,78	32,63	25,50	0,78	0,93

Tabel C.11 Reductiefactor onder de berm

Grondsoort	Niveau	Korrelspanning		Quotiënt	Reductie factor
	laag	Dagelijks	MHW		
[-]	m NAP	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]
Veen achterland (t)	-1,57	9,92	9,92	1,00	1,00
Veen achterland (b)	-4,79	8,10	6,12	0,76	0,93
Detritus aangepast 1 (t)	-4,80	8,12	6,13	0,76	0,93
Detritus aangepast 1 (b)	-5,99	10,30	7,58	0,74	0,92
Veen achterland aangepast (B)	-6,14	10,22	7,41	0,72	0,91
Detritus aangepast 2 (t)	-6,34	11,94	9,01	0,75	0,92
Detritus aangepast 2 (t)	-6,96	13,08	9,77	0,75	0,92

Tabel C.12 Reductiefactor naast de dijk

Nu kan per grondlaag de karakteristieke waarde van de ongedraineerde sterkte worden bepaald onder maatgevende omstandigheden. Deze zijn in de onderliggende tabellen weergegeven.

Bepalen karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte op basis van CPT					
Grondlaagnaam	Dagelijkse omstandigheden		cor. factor	Maatgevende omstandigheden	
	S_{u gem}	S_{u kar}		S_{u gem}	S_{u kar}
[-]	[kN/m²]	[kN/m²]		[kN/m²]	[kN/m²]
Veen dijk (t)	47,25	31,57	0,95	45,09	30,12
Veen dijk (b)	49,19	32,86	0,95	46,82	31,28
Veen dijk aangepast 1 (t)	55,29	37,34	0,95	52,63	35,54
Veen dijk aangepast 1 (b)	81,04	54,74	0,95	76,88	51,93
Veen dijk aangepast 2 (t)	75,51	49,79	0,95	71,63	47,23
Veen dijk aangepast 2 (b)	25,44	16,76	0,95	24,10	15,88
veen berm (t)	23,03	15,67	0,97	22,27	15,15
veen berm (b)	17,00	11,56	0,95	16,07	10,93
veen berm aangepast 2 (t)	19,40	12,78	0,94	18,31	12,06
veen berm aangepast 2 (b)	13,23	8,71	0,94	12,43	8,18
veen berm aangepast 3 (t)	17,67	11,70	0,94	16,60	11,00
veen berm aangepast 3 (b)	13,26	8,78	0,93	12,39	8,20

Tabel C.13 Aangepaste karakteristieke waarde voor onder de dijk en de berm op basis van de cpt

Bepalen karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte op basis van ball sonde					
grondlaagnaam	Dagelijkse omstandigheden		cor. factor	Maatgevende omstandigheden	
	S_{u gem}	S_{u kar}		S_{u gem}	S_{u kar}
[-]	[kN/m²]	[kN/m²]		[kN/m²]	[kN/m²]
veen achterland (t)	10,93	7,19	1,00	10,93	7,19
veen achterland (B)	7,58	4,98	0,93	7,01	4,61
Detritus aangepast 1 (t)	12,29	7,99	0,93	11,37	7,39
Detritus aangepast 1 (b)	6,66	4,32	0,92	6,12	3,97
veen achterland aangepast 1 (t)	7,89	5,00	0,92	7,25	4,60
veen achterland aangepast 1 (b)	11,14	7,08	0,91	10,19	6,47
Detritus aangepast 2 (T)	31,01	19,85	0,92	28,68	18,36
Detritus aangepast 2 (b)	77,42	49,59	0,92	71,40	45,74

Tabel C.14 Aangepaste karakteristieke waarde voor naast de dijk op basis van de bol-sonde

Nu de gecorrigeerde ongedraineerde schuifsterkte bepaald zijn is stap 5 B van de werkwijze afgerond.

C.5 Stap 5C bepaling rekenwaarde van de sterkte eigenschappen.

Nu de gecorrigeerde karakteristieke waarden voor de ongedraineerde schuifsterkte bekend zijn kan de rekenwaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte worden berekend. De rekenwaarde ($s_{u,d}$) wordt gevonden door de karakteristieke waarde ($s_{u,kar}$) te delen door de materiaalfactor (γ_m) conform onderstaande relatie.

$$s_{u,d} = \frac{s_{u,kar}}{\gamma_m}$$

De materiaalfactoren zijn weergegeven in onderstaande tabel

Materiaal	γ_m
Dijkmateriaal, s_u	1,23
Klei siltig of zandig, s_u	1,23
Klei humeus, s_u	1,23
veen, s_u	1,29
Gyttja, s_u	1,33
<i>Ophoogmateriaal:</i>	
Klei, c'	1,15
Klei, $\tan(\varphi')$	1,08
Zand, $\tan(\varphi')$	1,06

Tabel C.15 Toe te passen materiaalfactoren, alleen van toepassing op de Markermeerdijk

De rekenwaarde voor de veenlagen worden hiermee als volgt.

Bepalen reken waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte			
Grondlaag naam	$s_{u, kar}$	γ_m	$s_{u,d}$
[-]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Veen dijk (t)	30,12	1,29	23,35
Veen dijk (b)	31,28	1,29	24,25
Veen dijk aangepast 1 (t)	35,54	1,29	27,55
Veen dijk aangepast 1 (b)	51,93	1,29	40,26
Veen dijk aangepast 2 (t)	47,23	1,29	36,61
Veen dijk aangepast 2 (b)	15,88	1,29	12,31
veen berm (t)	15,15	1,29	11,75
veen berm (b)	10,93	1,29	8,47
veen berm aangepast 2 (t)	12,06	1,29	9,35
veen berm aangepast 2 (b)	8,18	1,29	6,34
veen berm aangepast 3 (t)	11,00	1,29	8,52
veen berm aangepast 3 (b)	8,20	1,29	6,35

Tabel C.16 Rekenwaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte voor onder de dijk en de berm op basis van CPT

Bepalen reken waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte			
Grondlaagnaam	S_{u kar}	γ_m	S_{u;d}
[-]	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]
veen achterland (t)	7,19	1,29	5,57
veen achterland (B)	4,61	1,29	3,57
Detritus aangepast 1 (t)	7,39	1,33	5,56
Detritus aangepast 1 (b)	3,97	1,33	2,98
veen achterland aangepast 1 (t)	4,60	1,29	3,56
veen achterland aangepast 1 (b)	6,47	1,29	5,02
Detritus aangepast 2 (T)	18,36	1,33	13,80
Detritus aangepast 2 (b)	45,74	1,33	34,39

Tabel C.17 Rekenwaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte voor naast de dijk op basis van bolsonde

Samenvatting

Wanneer de correlatiefactoren N en N_{kt} bekend zijn vanuit de IJk-velden zijn er vier stappen nodig om te komen van verwachtingswaarde voor de schuifsterkte onder dagelijkse omstandigheden tot rekenwaarde voor de schuifsterkte bij de maatgevende omstandigheden.

Deze stappen zijn hieronder stapsgewijs aangegeven

Stap 5A Bepalen verwachtingswaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte onder dagelijkse omstandigheden.

Benodigd:

- Een D-geostability schematisatie file (*.sti) waarbij de randvoorwaarden gelden voor de dagelijkse omstandigheden.
- 3 sonderingen op basis waarvan de schematisatie is opgesteld.
- Correlatie factoren N en N_{kt}.

Hulpmiddel:

- DOV- Soilmodel.
- Excel.

Uitvoer: Verwachtingswaarde voor de schuifsterkte voor de onderzijde en bovenzijde van de grondlaag onder dagelijkse omstandigheden.

Stap 5b1 Bepalen karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte onder dagelijkse omstandigheden.

Benodigd:

- De uitvoer uit stap 5A.
- De diverse variatiecoëfficiënten.

Hulpmiddel:

- Excel

Uitvoer: Karakteristieke waarde voor de schuifsterkte voor de onderzijde en bovenzijde van de grondlaag onder dagelijkse omstandigheden.

Stap 5b2 Bepalen karakteristieke waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte onder maatgevende omstandigheden.

Benodigd:

- De uitvoer uit stap 5b1.
- Een D-geostability schematisatie file(*.sti) waarbij de randvoorwaarden gelden voor de maatgevende omstandigheden.
- Een D-geostability schematisatie file(*.sti) waarbij de randvoorwaarden gelden voor de dagelijkse omstandigheden.

Hulpmiddel:

- DOV-soilmodel.
- Excel.

Uitvoer: Karakteristieke waarde voor de schuifsterkte voor de onderzijde en bovenzijde van de grondlaag onder maatgevende omstandigheden.

Stap 5C Bepalen rekenwaarde voor de ongedraineerde schuifsterkte onder maatgevende omstandigheden.

Benodigd:

- De uitvoer uit stap 5b2.
- De materiaalfactoren.

Hulpmiddel:

- Excel.

Uitvoer: Rekenwaarde voor de schuifsterkte voor de onderzijde en bovenzijde van de grondlaag onder maatgevende omstandigheden.