



EFFECT MEETKWANTITEIT OP TOETSINGSRESULTAAT

De invloed van de meetkwantiteit van
schuifsterkteparameters op de toetsing van
macrostabiliteit

Paul Drenth
Januari 2015

UNIVERSITEIT TWENTE.



BZ Innovatiemanagement

EFFECT MEETKWANTITEIT OP TOETSINGSRESULTAAT

De invloed van de meetkwantiteit van
schuifsterkteparameters op de toetsing van
macrostabiliteit

Datum: 5 januari 2015

Plaats: Deventer

Auteur: P.C. Drenth

Opdrachtgevers: BZ Innovatiemanagement BV
Zutphenseweg 51
Postbus 445
7400 AK Deventer

Universiteit Twente
Faculteit CTW, Civiele Techniek
Postbus 217
7500 AE Enschede

Afstudeercommissie:	Dr. J.J. Warmink	(Universiteit Twente vakgroep (WEM))
	W.S. Zomer MSc	(BZ Innovatiemanagement BV)
	S.R. Miller MSc	(Universiteit Twente vakgroep CME)

Voorwoord

De Bacheloreindopdracht vormt de afronding van mijn bachelor Civiele Techniek aan de Universiteit Twente. Gedurende zo'n 10 weken heb ik mijn best gedaan om aan te tonen dat ik mijn opgedane kennis kan toepassen, systematisch kan werken en rapporteren. Van mij is gevraagd extern een onderzoek uit te voeren. De opdracht is extern uitgevoerd omdat ik zo de samenhang tussen de kennis en vaardigheden en de praktische toepassing te ervaren.

De opdracht is uitgevoerd bij BZ Innovatiemanagement, gevestigd te Deventer. BZ Innovatiemanagement is een bureau voor dienstverlening op het gebied van innovatievraagstukken van en voor publieke en private partijen. De focus ligt op de verbetering van kwaliteit en veiligheid binnen de domeinen Water en Omgeving. BZ Innovatiemanagement heeft als grootste project het TweedelJkdijk-ontwikkelprogramma. In dit project werken zij samen met partners aan de ontwikkeling van algemeen toepasbare monitorings-systemen voor Waterkeringen. (de Vries, et al., 2013) De inzet van studenten levert frisse ideeën op voor het bedrijf. Ze bieden interessante projecten aan voor studenten, om zo een bijdrage te leveren aan de techniek. (Zomer, 2014)

Het doel van de Bacheloreindopdracht is het in de praktijk brengen van opgedane kennis en vaardigheden op een civieltechnisch deelgebied van planning, modelleren, deze zelfstandig toe te passen en te integreren en zo nodig deze kennis te verbreden en te verdiepen. Daarnaast is mijn leerdoel mijn communicatieve en reflectieve vaardigheden aan te tonen en zo nodig verder te ontwikkelen om in het beroepenveld te kunnen functioneren.

Ik verwachtte mijn modelleervaardigheden naar een hoger niveau te brengen. De opdracht vereiste veel modelleren, en deze vaardigheid heb ik ook door zelf in het onderzoek te sturen, verder kunnen vergroten. Tot slot ben ik erg benieuwd naar de mogelijkheden in deze periode van onderzoek. In het begin hoopte ik met mijn onderzoek verregaande conclusies te kunnen trekken die de besluitvorming rondom de huidige wijze van toetsing zouden beïnvloeden. Al snel bleek dit niet haalbaar. Ik hoop echter dat mijn onderzoek een kleine bijdrage kan leveren om uiteindelijk tot betere kwalitatieve besluitvorming te komen rondom de huidige wijze van toetsing.

Op de eerste plaats bedank ik Sander Bakkenist, Caspar Ter Brake en Wouter Zomer van BZ Innovatiemanagement. De feedback die ik van hen heb mogen ontvangen heeft mij erg geholpen tijdens het onderzoek. Ik heb daarnaast geleerd een goede werksfeer te combineren met gedisciplineerd werken. Dank voor de ervaringen die ik heb kunnen opdoen.

Daarnaast wil ik graag mijn begeleider van de Universiteit Twente, Jord Warmink, bedanken voor alle steun en kritische blikken. Door mij te helpen zicht te houden op het doel van mijn onderzoek, heb je me erg geholpen. De totaal nieuwe invalshoeken die je hebt ingebracht zette me steeds opnieuw aan het denken en dat ik heb ik zeer gewaardeerd.

Tot slot ben ik ook dank verschuldigd aan Raymond van der Meij, Jan-Willem Nieuwenhuis en Reinder Meinsma voor het verstrekken van software, data en het advies dat zij mij hebben gegeven.

Inhoud

Voorwoord	2
1. Inleiding	6
1.1 Achtergrond.....	6
1.2 Probleemstelling.....	7
1.3 Doelstelling.....	7
1.4 Afbakening.....	7
1.4.1 Onderzoeksvragen en hypothese.....	8
1.5 Leeswijzer	8
2. Theoretische kader.....	9
2.1 Macrostabiliteit	9
2.1.1 Toetsing macrostabiliteit.....	9
2.2 De methode Bishop	10
3. Methode.....	13
3.1 Aangenomen dijk.....	14
3.1.1 Hoogteprofiel	14
3.1.2 Grondopbouw	14
3.1.3 Schematiseren grondopbouw	15
3.1.4 Schematisering in D-Geo Stability	16
3.2 Bepaling schuifsterkteparameters	16
3.2.1 Schuifsterkteparameterbepaling.....	17
3.2.2 Vormen van onzekerheid	18
3.2.3 De karakteristieke schatting.....	19
3.3 Bepalen effect meer meten op toetsingsresultaat	19
3.3.1 Effect van de meetkwantiteit	20
4. Resultaten.....	21
4.1 Aangenomen dijk.....	21
4.1.1 Dwarsprofiel	21
4.1.2 Grondopbouw	22
4.2 De schuifsterkteparameters	24
4.3 Effect meetkwantiteit op toetsingsresultaat.	28
5. Discussie	29
6. Conclusie & aanbevelingen	30

Bijlage I: de partiële veiligheidsfactor

Bijlage II: bodemidentificatie

Bijlage III: veldboring binnendijk in dijkvak

Bijlage IV: voorbeeld waterspanning bij sondering 17

Samenvatting

Iedere vijf jaar toetsen de beheerders van waterkeringen of dijken en duinen voldoen aan de door de Nederlandse wet voorgeschreven normen. In de laatste toetsingsronde is van de 3749 kilometer aan dijken 1302 kilometer afgekeurd. Van de 1302 kilometer afgekeurde dijk, is circa 430 kilometer onder meer afgekeurd op macrostabiliteit. Een dijk voldoet niet als het niet voldoende sterk is tegen één van de faalmechanismen. Een faalmechanisme is de wijze waarop een waterkering haar functie verliest. Dit onderzoek focust zich op het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.

Uit een eerdere toetsing bleek dat de set van metingen waarop een toetsing is gebaseerd het verschil kan maken tussen een goed- of afkeuring van een dijk op een faalmechanisme, in dit geval piping (persoonlijke communicatie, Sjenitzer, 27 oktober 2010). Oldhoff (2013) toonde aan dat het vergroten van de meetkwantiteit resulteerde in een afgenomen onzekerheid voor de toetsing van piping. Met een beter inzicht in de sterkte van de dijk, kan met meer zekerheid beoordeeld worden of de dijk sterk genoeg is. Dit verhoogt de doelmatigheid van de toetsing van dijken, wat een hoofddoelstelling is van het HWBP (Schultz van Haegen-Maas Geesteranus, 2014). Mogelijk is de meetkwantiteit ook van invloed op het toetsingsresultaat van een ander faalmechanisme: macrostabiliteit. De doelstelling van dit onderzoek luidt: het bepalen van het effect van de meetkwantiteit op het toetsingsresultaat van de methode Bishop voor macrostabiliteit, voor de toetsing op veiligheid voor primaire dijken.

Om dit doel te bereiken is allereerst een aangenomen dijk opgesteld, waarmee het effect van de meetkwantiteit is geanalyseerd. Het hoogteprofiel is gebaseerd op metingen van het Actueel Hoogtebestand Nederland, de grondopbouw en de stijghoogtes zijn gebaseerd op sonderingen. De freatische lijn is gebaseerd op een conservatieve schatting. Vervolgens zijn met de metingen van de sonderingen de schuifsterkteparameters (cohesie (c') en inwendig hoek van wrijving (ϕ')) afgeleid. De toetsing is 2000 keer gesimuleerd voor meetkwantiteiten van 3 tot 30 metingen (via de Bootstrap methode), dat betekent een meetdichtheid van 6 tot 60 metingen per kilometer. Daartoe zijn telkens willekeurige sets van schuifsterkteparameters gebruikt.

Uit het onderzoek is gebleken dat de karakteristieke schatting van een klei- of zandlaag en de stabiliteitsfactor minder onzeker wordt naarmate de meetkwantiteit wordt vergroot tot in ieder geval 30 metingen. Dat de variatie van de karakteristieke schatting van ϕ' bij kleilagen groter is dan bij zandlagen, maakt dat het effect van meer metingen vooral betrekking heeft op dijken met relatief veel klei. Het valt aan te merken dat de onzekerheid in de karakteristieke schattingen groter is dan de onzekerheid in de stabiliteitsfactor. Dit komt doordat de stabiliteitsfactor beperkt gevoelig is voor de karakteristieke schattingen. De uitkomsten van het onderzoek zijn van toepassing op zee- en rivierdijken die, net zoals de in dit onderzoek aangenomen dijk, een geologische opbouw hebben die bestaat uit klei en zand.

Bij klei is de relatieve spreiding bij 5 metingen nog 40%, terwijl bij zand dit bij eenzelfde meetkwantiteit nog maar 0,2% is. Bij 3 metingen is de relatieve spreiding van de stabiliteitsfactor 60% bij een aangenomen spreidingsmaat. Dit neemt significant af tot en met 12 metingen. Bij deze meetkwantiteit is de relatieve spreiding afgenomen tot 23%. Dit betekent dat er met 95% kans kan worden gesteld dat de gemiddelde berekende stabiliteitsfactor maximaal 23% afwijkt van het 2,5^e percentiel. Vanaf 13 metingen is de afname in de relatieve spreiding nog ongeveer 1 procentpunt per extra meting.

De getrokken conclusies hebben alleen betrekking op de karakteristieke schattingen voortkomend uit metingen van sonderingen. Het wordt daarom aanbevolen te onderzoeken wat het effect bij meer metingen is wanneer CU-triaxiaalproeven worden uitgevoerd bij de toetsing van macrostabiliteit.

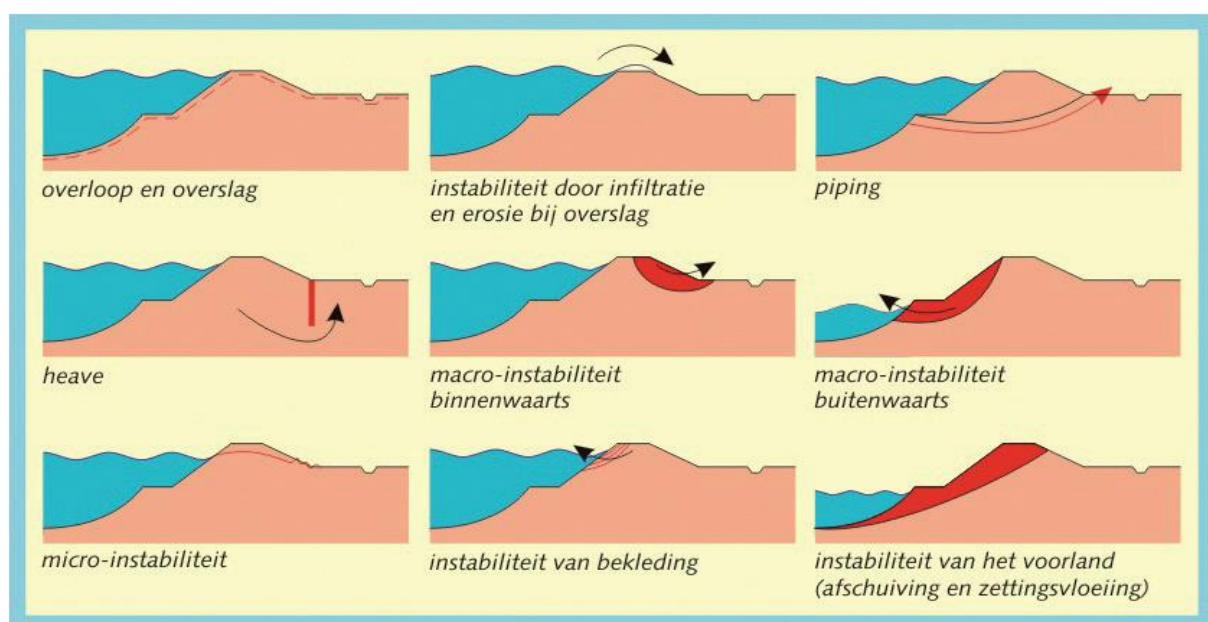
1. Inleiding

1.1 Achtergrond

De Nederlandse wet schrijft voor dat dijken en duinen met regelmaat worden getoetst op veiligheid tegen overstromingen. Nederland is opgesplitst in 95 dijkringen, waarvan 53 beneden NAP (Inspectie Leefomgeving en Transport, 2013). Per dijkkring is een veiligheidsnorm vastgesteld. Een veiligheidsnorm is in Artikel 2.2 van de Waterwet beschreven als *“gemiddelde overschrijdingskans per jaar van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op de overige het waterkerend vermogen bepalende factoren.”* Iedere vijf jaar toetsen de beheerders van de waterkeringen of de dijken, duinen en waterkerende kunstwerken voldoen aan de geëiste normen. Figuur 1 geeft het Rijksoordeel weer van de verlengde derde toetsing van primaire waterkeringen. Dit is het resultaat van de periodieke toetsing en dient als aanvulling op de in 2011 afgeronde ‘Derde toets primaire waterkeringen’. Alle dijken en duinen die in het groen zijn aangegeven voldoen aan de gestelde eisen, de met rood aangegeven dijken en duinen niet. De blauwe lijnen weerspiegelen dijken en duinen die nader onderzocht moeten worden. Van de 3749 km aan dijken en duinen, voldoet 2408 km aan de norm, 1302 km voldoet niet en 39 km benodigd nader onderzoek.



figuur 1: Rijksoordeel dijken en duinen (Inspectie Leefomgeving en Transport, 2013)



figuur 2: faalmechanismen (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007c)

Een dijk voldoet niet aan de eisen als deze niet voldoende bestand is tegen minimaal één van de faalmechanismen. Een faalmechanisme is een optredend mechanisme waardoor een dijk, duin of andere waterkering niet meer water buiten het gebied houdt dat het behoort te beschermen. De faalmechanismen waarop een dijk wordt getoetst zijn weergegeven in figuur 2. Oldhoff (2013) toonde, binnen het kader van meetkwantiteit en toetsingsresultaat voor het faalmechanisme piping, aan dat bij drie metingen, extra meten tot een positiever toetsingsresultaat leidt. De meetkwantiteit is het aantal verrichte metingen voor de toetsing van dijken, het toetsingsresultaat is de uitkomst van een toetsing. Op basis van deze uitkomst wordt een dijk, goed- of afgekeurd. Ook kan uit het oordeel blijken dat nader onderzoek benodigd is.

Dit onderzoek focust zich op het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts. De toetsing ervan wordt meestal uitgevoerd met de methode Bishop (Van der Meij, 2012). In de laatste landelijke toetsingsronde is ca. 430 kilometer afgekeurd op binnenwaartse stabiliteit (STBI) (persoonlijke communicatie, Rinkel, 10 september 2014). Van de in totaal 1302 kilometer die is afgekeurd in de derde toetsingsronde, is dus ongeveer een derde afgekeurd op macrostabiliteit.

Toetsing op macrostabiliteit binnenwaarts kan gebeuren op 'lokaal' en 'regionaal' niveau. Als metingen zijn verricht is, afhankelijk van de meetdichtheid, één van twee methodes geldig. De meetdichtheid is uitgedrukt in het aantal metingen per lengteafstand. Bij een meetdichtheid van ten minste 1 meting per 150 meter is sprake van lokaal grondonderzoek. Is de meetdichtheid lager, dan wordt dat regionaal onderzoek genoemd. Bij lokaal grondonderzoek is aangenomen dat ruimtelijke variatie nauwelijks een rol speelt, terwijl dat bij regionaal grondonderzoek wel zo is. Dit onderzoek richt zich op het effect van de meetkwantiteit binnen het kader van lokaal grondonderzoek.

1.2 Probleemstelling

De schuifsterkteparameters in een dijk kunnen over de lengte, breedte en in de hoogte variëren. Omdat niet op ieder punt in de dijk een meting wordt verricht, is er een bepaalde mate van onzekerheid. Uit de derde toetsingsronde van de Waddenzeedijk bleek dat bij de toetsing van piping de set van gebruikte gegevens voor de toetsing zo veel invloed heeft, dat wanneer een andere set van metingen gebruikt wordt, er eveneens een ander toetsingsresultaat uit volgt (persoonlijke communicatie, Steven Sjenitzer, 27 oktober 2010). Oldhoff (2013) toonde aan dat de onzekerheid van het toetsingsresultaat bij piping afnam. Dit is een indicatie om te stellen dat de onzekerheid van het toetsingsresultaat ook afneemt bij meer metingen voor de toetsing van macrostabiliteit en geeft aanleiding om te onderzoeken wat het effect van de meetkwantiteit is. Dit om te achterhalen of de onzekerheid afneemt en als dat zo is, in welke mate dit gebeurt. De kleinere onzekerheid is wenselijk omdat op deze manier meer inzicht wordt verkregen in de actuele sterkte van de dijk. Hiermee kan met meer zekerheid beoordeeld worden of een dijk moet worden versterkt of juist niet. Dit is in lijn met één van de hoofddoelen van het HWBP, namelijk doelmatigheid (Schultz van Haegen-Maas Geesteranus, 2014).

1.3 Doelstelling

Het bepalen van het effect van de meetkwantiteit op het toetsingsresultaat van de methode Bishop voor macrostabiliteit, voor de toetsing op veiligheid voor primaire dijken.

1.4 Afbakening

Voor het bepalen van het effect van de meetkwantiteit, is een grondopbouw van een dijk aangenomen. De grondopbouw is geïnspireerd op basis van beschikbare data. De grondeigenschappen zijn gebaseerd op gegevens van sonderingen. Kunstwerken en duinen worden daarom buiten beschouwing

gelaten. Toetsing, via de methode Bishop, vindt plaats volgens de voorschriften van de VTV. Dit onderzoek concentreert zich op het effect van de meetkwantiteit van schuifsterkteparameters voortkomend uit lokaal grondonderzoek.

1.4.1 Onderzoeksvragen en hypothese

1.4.1.1 Hoofdvraag

“Wat is het effect van de meetkwantiteit op het toetsingsresultaat van de methode Bishop voor de toetsing op veiligheid voor primaire dijken?”

1.4.1.2 Deelvragen

1. Wat zijn de geometrische eigenschappen van de aangenomen dijk?
2. Hoe variëren de karakteristieke grondeigenschappen afhankelijk van de meetkwantiteit?
3. Wat is het effect van de meetkwantiteit van de schuifsterkteparameters op het toetsingsresultaat voor de methode Bishop?

1.4.1.3 Hypothese

Het verhogen van de meetkwantiteit resulteert in een toename van de stabiliteitsfactor en dus een lagere kans op het berekend falen van de dijk op macrostabiliteit.

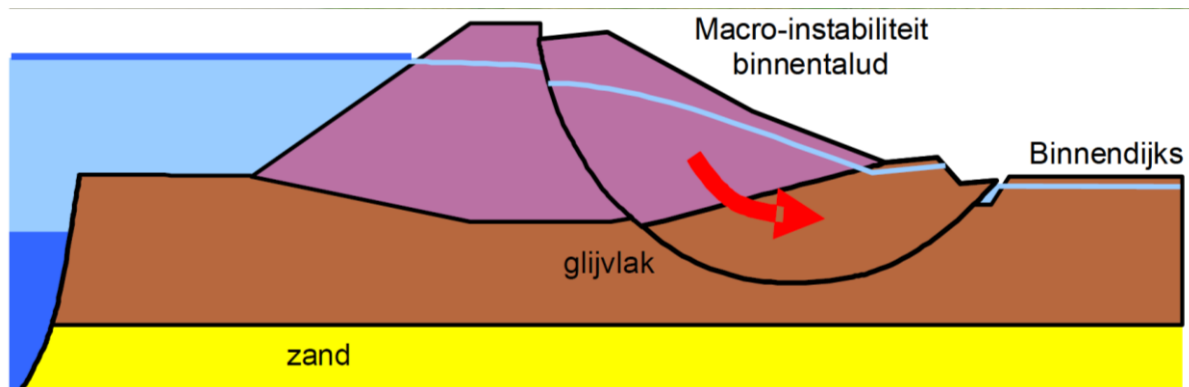
1.5 Leeswijzer

In het tweede hoofdstuk is de theorie uitgelegd achter de macrostabiliteit en de toetsingsmethode volgens Bishop. In hoofdstuk 3 is ingegaan op de gebruikte methodiek van dit onderzoek. Er wordt uitleg gegeven over de totstandkoming van de aangenomen dijk. Vervolgens is de bepaling van de schuifsterkteparameter beschreven en de methodiek achter de bepaling van het effect van de meetkwantiteit op het toetsingsresultaat. In hoofdstuk 4 zijn de resultaten van bovengenoemde deelonderwerpen beschreven. Afgesloten is met een conclusie, aanbevelingen en discussie.

2. Theoretische kader

2.1 Macrostabiliteit

Indien een dijk macro-instabiel is, is het niet bestand tegen het mogelijk afschuiven van grote delen van een grondlichaam. Dit afschuiven treedt op langs rechte of gebogen glijvlakken of door plastische zones (Zwanenburg, Duinen, & Rozing, 2013). Macrostabiliteit kan optreden zowel bij de buiten- alsook bij de binnendijk. Dit onderzoek focust zich op macrostabiliteit binnenwaarts. In figuur 3 is te zien hoe de macrostabiliteit binnenwaarts er uitziet. Hoogwater leidt tot een verhoogd freatisch vlak in het



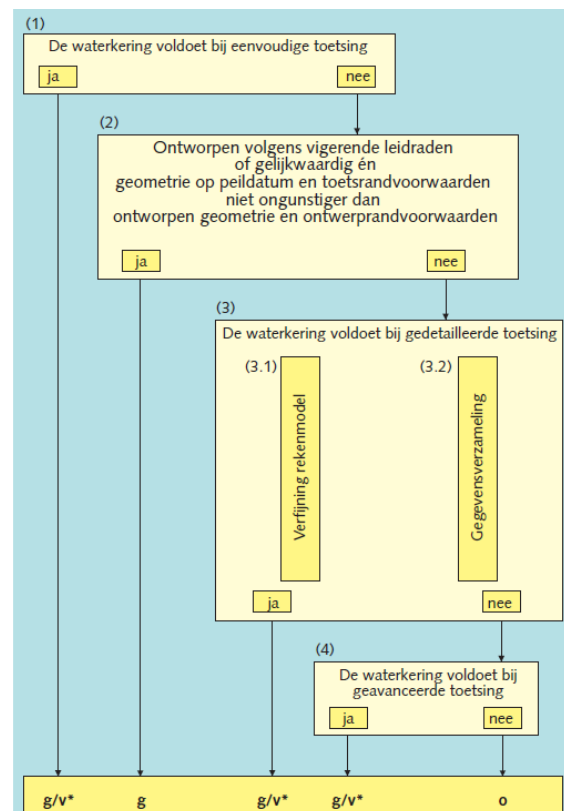
figuur 3: macrostabiliteit binnenplaats (Keersmaekers, Maertens, & Gemert, 2005)

grondlichaam. Dit zorgt voor een hogere waterspanning in de ondergrond, terwijl de schuifweerstand tegen afschuiven van grondlagen is gereduceerd. Als eenmaal de sterkte (schuifsterkte) kleiner is dan de belasting (gewicht van de dijk) kunnen delen van het grondlichaam volgens een lijn van de minste weerstand ofwel in een gebogen lijn afschuiven (zie figuur 2), ofwel in een recht glijvlak.

2.1.1 Toetsing macrostabiliteit

Het Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen (VTV) beschrijft hoe toetsing van primaire waterkeringen behoort plaats te vinden (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007c). Er wordt getoetst op drie niveaus, namelijk: 'eenvoudig', 'gedetailleerd' en 'geavanceerd'. Zie voor een schematisch overzicht figuur 4. In de regel worden dijken op ieder faalmechanisme 'eenvoudig' getoetst. Dit houdt in dat er een conservatieve berekening wordt uitgevoerd aan de hand van de bekende geologische eigenschappen. Als het resultaat van de toets 'niet voldoende' is, wordt doorgegaan op de gedetailleerde toetsing. Er wordt een verfijnder rekenmodel gebruikt en indien noodzakelijk worden meer gegevens over de dijk verzameld. Als ook die toetsing 'niet voldoende' is, wordt overgegaan op een geavanceerde toetsing.

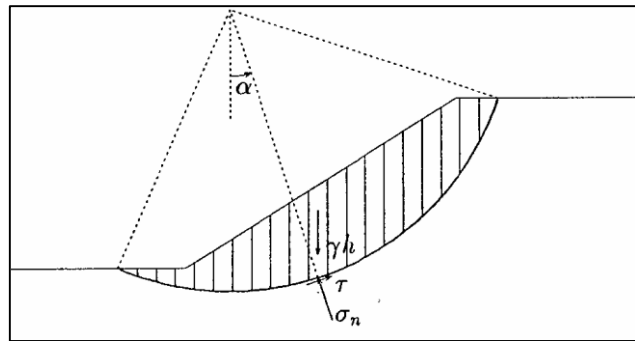
Soms wordt in het toetsingsproces een niveau overgeslagen, indien de kans dat het resultaat 'voldoende' is, zeer klein is. Het bovenstaande proces is een leidraad voor de volgorde van toetsing.



figuur 4: globale volgorde van toetsing per faalmechanisme (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007c)

2.2 De methode Bishop

Binnen de categorie van gedetailleerd toetsen is de methode van Bishop de meest gebruikte methode voor macrostabiliteit (1955) (Van der Meij, Afschuiving langs een vrij glijvlak, 2012). Het is een relatief eenvoudige methode (Persoonlijke communicatie, Van der Meij, 8 september 2014). De krachten tussen de lamellen worden beschouwd, maar er wordt ervan uitgegaan dat de resultante kracht van elke lamel horizontaal is (Keersmaekers, et al., 2005). Een lamel is een verticaal segment vanaf



figuur 5: opdeling glijvlak in verticale lamellen (Allsop, Kortenhaus, & Morris, 2007)

het maaiveld tot de hoogte van de glijcirkel bestaande uit meerdere grondsoorten, zie figuur 5. Omdat alleen het verticale evenwicht van de lamel wordt beschouwd, speelt de resultante geen rol. Er wordt uitgegaan van een momentenevenwicht tussen het volumegegewicht van de lamel γ en de optredende schuifweerstand τ . In figuur 5 wordt dit schematische weergegeven. Het delen van het moment van de sterkte door het moment van de belasting geeft de stabiliteitsfactor F_s .

$$F_s = \frac{\sum R_m}{\sum S_m} \quad (1)$$

De eenheid van de momenten wordt uitgedrukt in een moment per strekkende meter.

$\sum R_m =$	[kNm/m]	de som van de tegenwerkende momente van één lamel
$\sum S_m =$	[kNm/m]	de som van de aandrijvende momenten van één lamel

Voor het berekenen van de sterkte tegen de macrostabiliteit is informatie nodig over de bodemopbouw, geotechnische eigenschappen van de aanwezige grondlagen, en het verloop van waterspanning in dijk en ondergrond (Van der Meer, et al., 2012). In de praktijk zijn niet alle gegevens over de dijk op ieder punt beschikbaar. Om die reden worden aannames gedaan ten aanzien van de geologische eigenschappen. Op basis van deze aannames wordt een dijk geschematiseerd, zodat de toetsing kan worden uitgevoerd. Echter, door het doen van aannames ontstaat onzekerheid. De gemeten en aangenomen geologische eigenschappen kunnen verschillen van de 'werkelijke waarde'. Met de werkelijke waarde is de waarde bedoeld (Keersmaekers, Maertens, & Gemert, 2005) die in de grond van toepassing is. Er zijn drie methoden om de onzekerheid mee te nemen in de toetsing, namelijk met uitvoering van een probabilistische methode, een semi-probabilistische methode en een deterministische methode (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 1998). Bij de probabilistische methode zijn alle onzekerheden in de vorm van kansen gedefinieerd. Bij de semi-probabilistische methode is een deel in de vorm van kansen en een deel van de onzekerheid in de vorm van een veiligheidsfactor gedefinieerd en bij de deterministische methode wordt de onzekerheid verdisconteerd met alleen veiligheidsfactoren. In Nederland wordt voor de toetsing van macrostabiliteit bij de gedetailleerde toetsing de semi-probabilistische methode gebruikt.

Bij de semi-probabilistische methode wordt voor macrostabiliteit onzekerheid uit de gemeten geologische eigenschappen uitgedrukt in een kans van optreden. Daarnaast zijn overige onzekerheden voortkomend uit schematisering, de modelkeuze van de toetsing en de vereiste normwaarde verdisconteerd met partiële veiligheidsfactoren, zie bijlage I.

De methode Bishop kan op basis van verschillende invoerparameters worden berekend. Een invoerparameter is een eigenschap van een grondsoort. De mogelijke invoerparameters zijn: de c' en de ϕ' , schuifsterktetabellen, berekende, en tot slot ook gemeten waarden van de schuifsterkte. In dit

onderzoek is ervoor gekozen de c' en de ϕ' als invoer te gebruiken. De schuifsterkte is de interne weerstand die een materiaal heeft tegen deformatie door verschuiving. De parameters worden ingevoerd in het softwareprogramma D-Geo Stability. De software berekent met de gegevens voor iedere hoogte, grondsoort al dan niet onder water wat de schuifsterkte is.

De methode Bishop die hier is beschreven, is afkomstig van FLOODsite (Allsop, Kortenhaus, & Morris, 2007) en de handleiding van de in dit onderzoek gebruikte software D-Geo Stability (Deltares). De stabiliteit is berekend met:

$$z = \frac{F_s}{\gamma_r} = \frac{F_s}{\gamma_b * \gamma_d * \gamma_m * \gamma_n} \geq 1 \quad (2)$$

De stabiliteitsfactor F_s , wordt berekend door het gecumuleerde moment te delen door het gecumuleerde aandrijvend moment.

$$F_s = \frac{\sum R_m}{\sum S_m} \quad (3)$$

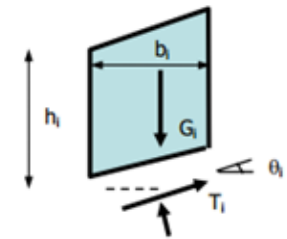
De aandrijvende momenten worden gevormd door het gewicht van de lamellen. Een lamel is een verticaal segment vanaf het maaiveld tot de hoogte van de glijcirkel, zie figuur 5. Vergelijkingen aandrijvende moment:

$$\sum S_m = r_i \sum G_i * \sin \theta_i \quad (4)$$

Gewicht enkele lamel:

$$G_i = \sum_{j=1}^n \gamma_j * A_{i,j} \quad (5)$$

Hierbij wordt het oppervlak van één grondsoort gedefinieerd met de breedte van één lamel, vermenigvuldigd met de dikte van de grondsoort binnen deze lamel.



figuur 6: krachten werkend op één lamel

$$A_{i,j} = b_i * h_{i,j} \quad (6)$$

Het gewicht van één lamel is de som van het volumegewicht van de aanwezige grondsoorten, vermenigvuldigd met het oppervlak van de betreffende grondsoort.

Het tegenwerkende (sterkte) moment is het product van de schuifsterkte met de breedte en de hoek van de lamel ten opzichte van de horizontaal:

$$\sum R_m = R \sum T_i = r \sum \tau_i * b_i * \sin \theta_i \quad (7)$$

Een overzicht van de gebruikte parameters:

Z	[—]	verdisconteerde stabiliteitsfactor
F_s	[—]	stabiliteitsfactor
r_i	[m]	afstand middelpunt van de glijcirkel tot het middelpunt van de lamel
R	[m]	radius van de glijcirkel
G_i	[kN/m]	gewicht van de lamel
θ_i	[°]	hoek van de lamel ten opzichte van de basis
γ_i	[kN/m ³]	volumegewicht grondsoort lamel
A_i	[m ²]	oppervlakte van de lamel

b_i	[m]	breedte van de lamel
T_i	[kN/m]	resultante tegenwerkende schuifkracht per meter
τ_i	[kN/m ²]	gemeten schuifsterkte van lamel i

Omdat een driedimensionaal model wordt geschematiseerd tot een tweedimensionaal model, wordt het gewicht van de lamel en de resultante tegenwerkende kracht uitgedrukt in kN/m .

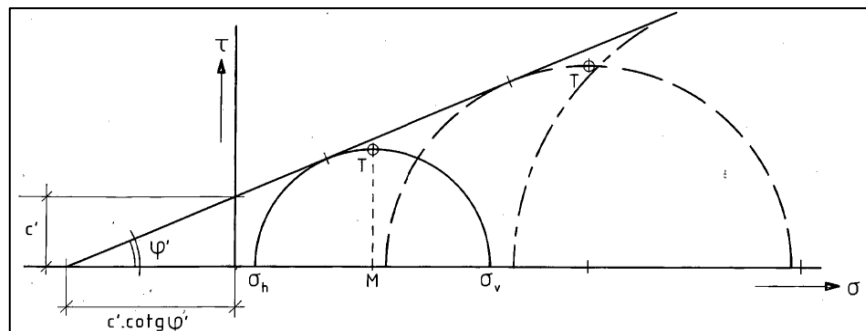
De schuifsterkte wordt uitgedrukt als een functie tegen de normale effectieve spanning, ook wel de Mohr-Coulomb diagram (figuur 7). Coulomb definieerde de schuifsterkte als volgt (Verruijt & Baars, 2007):

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi' \quad (8)$$

σ'	[kN/m ²]	effectieve normale spanning
c'	[kN/m ²]	cohesie
ϕ'	[°]	hoek van inwendige wrijving

Voor de berekening volgens vergelijking (8) wordt gerekend met de effectieve spanning σ' . Ter verduidelijking is om die reden ook cohesie c' en inwendige hoek van wrijving ϕ' zo genoteerd.

Als de optredende schuifspanning kleiner is dan de kritische waarde van de schuifsterkte, treedt geen instabiliteit op. De cohesie is de schuifsterkte die optreedt zelfs als er geen normaalspanning is op het punt dat wordt beschouwd. De cohesie



figuur 7: Mohr-Coulomb diagram

komt voort uit moleculaire attracties in de grondsoort. De hoek van inwendige wrijving is de maximale hellingshoek waaronder een grondsoort nog net stabiel is (Verruijt & Baars, 2007).

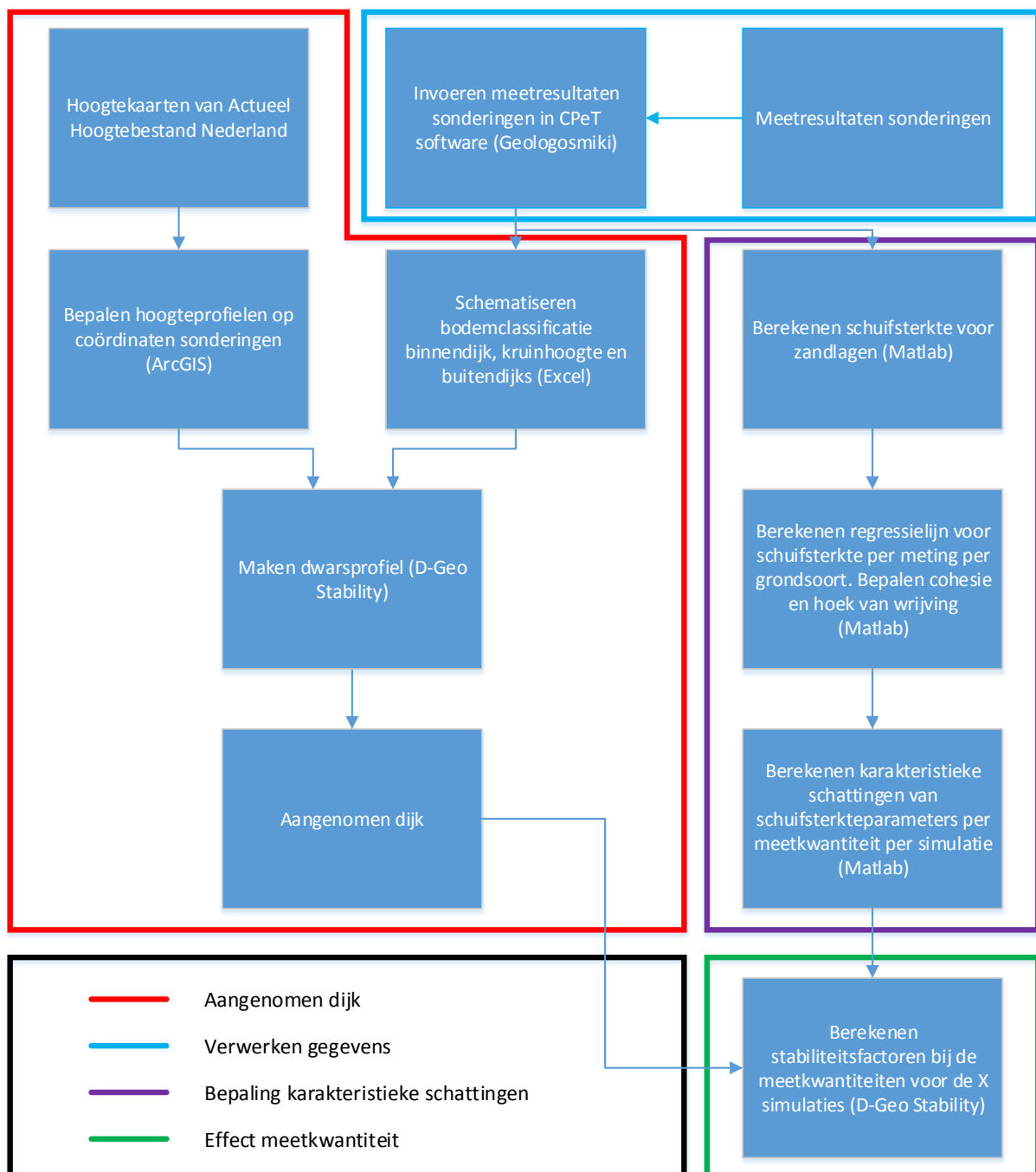
In een zandsoort, verloopt de schuifsterkte over de effectieve normaalspanning anders. Bij zand is namelijk geen sprake van cohesie. De schuifsterkte bij zand wordt uitgedrukt in:

$$\tau = \sigma' * \tan \phi' \quad (9)$$

Naast dit verschil tussen zand en klei, is er nog een relevant verschil tussen de typen grondsoorten: de doorlatendheid. De doorlatendheid van klei is 10 tot 1000 keer zo klein als de doorlatendheid van zand (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001). De doorlatendheid is een maat voor de snelheid van de doorstroming van water door een grondsoort. Bij een lage doorlatendheid, duurt het relatief lang voordat excessieve waterspanningen zijn verdwenen, omdat de doorstroming van het water door de grondsoort ook relatief laag is. Een grondsoort wordt ongedraineerd genoemd als de excessieve waterspanningen nog niet hebben kunnen wegvloeien uit een grondsoort. Excessieve waterspanningen zijn waterspanningen die hoger zijn dan de hydrostatische druk. De grondsoort heeft dan nog niet 'de tijd' gehad om deze waterspanningen af te voeren. Bij klei duurt het wegstromen van het water langer dan bij zand. Om deze reden wordt in de regel bij de berekening van de schuifsterkte bij klei met een ongedraineerde schuifsterkte gerekend, en bij zand met een gedraineerde schuifsterkte (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001).

3. Methode

In dit hoofdstuk worden de gebruikte methodieken besproken. In paragraaf 3.1 wordt de aangenomen dijk besproken. In paragraaf 3.2 de bepaling van de schuifsterkteparameters. Afgesloten wordt met het bepalen van het effect van de meetkwantiteit op het toetsingsresultaat. Ter verduidelijking is een overzicht gemaakt van de doorlopen stappen in dit onderzoek, zie figuur 8. Het schema is opgedeeld in vier deelvakken. Rechtsboven zijn twee stappen gegeven die verder niet worden uitgelegd in de methode. Het betreffen stappen die nodig zijn om van de ruwe data bruikbare informatie te maken voor het schematiseren van de grondopbouw en de berekening van de c' en de ϕ' . Het vak linksboven geeft schematische de stappen voor de aangenomen dijk. Waar nodig is aangegeven met welk programma is gewerkt in deze stap. Met de software die beschikbaar is gesteld door Geologismiki voor dit onderzoek is de grondsoort van de bodem van de sonderingen geclassificeerd. Daarnaast zijn met de software parameters verkregen waarmee in schuifsterkteparameters zijn berekend.



figuur 8: schematische weergave stappen uitgevoerde analyse

3.1 Aangenomen dijk

De aangenomen dijk is geconstrueerd in de software D-Geo Stability. Dit is een softwareprogramma dat is ontwikkeld voor het ontwerp van en de controle op macrostabiliteit. Het programma gebruikt als invoer een twee dimensionaal model. Dat betekent dat van een driedimensionale situatie, namelijk een dijkvak, een tweedimensionale schematisering benodigd is. Dit wordt gedaan door het maken van een representatief dwarsprofiel.

Voor een dijk zijn over een afstand van 500 meter iedere 100 meter drie sonderingen uitgevoerd. Verder zijn er in dit gebied ook veldboringen verricht. Deze data hebben gediend als basis voor de aangenomen dijk in dit onderzoek. Met behulp van ArcGIS en het Actueel Hoogtebestand Nederland 2 (AHN2) zijn dwarsdoorsneden gemaakt. De methode van de schematisering is uitgevoerd volgens vigerende leidraden, voor zover als dat de leidraden beschrijven hoe de schematisering behoort te gaan. Uit de leidraden is gebleken dat expertise benodigd is voor het veilig schematiseren van de grondopbouw en de waterspanningen. Om zoveel mogelijk op basis van leidraden de schematisering uit te voeren, is ook gebruik gemaakt van een leidraad die voor de volgende toetsingsronde pas vigerend is: grondmechanisch schematiseren bij dijken (2012). Dit rapport beschrijft de methode van de schematisering concreter dan voorgaande leidraden.

3.1.1 Hoogteprofiel

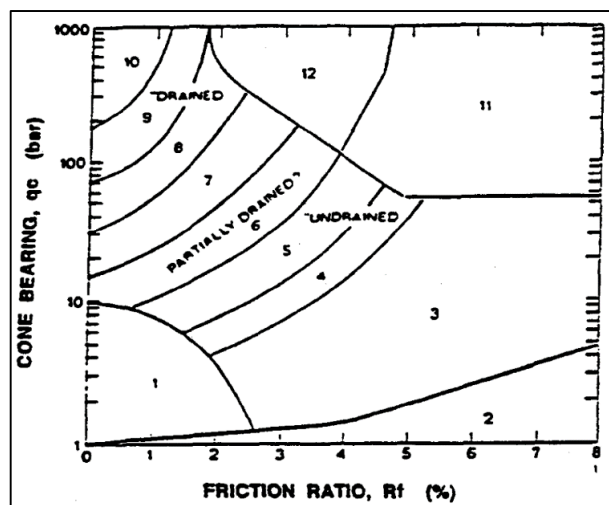
De data benodigd voor het bepalen van het profiel zijn verkregen bij het AHN2, een bestand met voor heel Nederland gedetailleerde en precieze hoogtegegevens. Zowel het AHN2 als de sonderingen zijn verricht in het Rijksdriehoekskoördinatensysteem. Daarmee is het mogelijk om hoogteprofielen te maken van de dijk op de meetpunten van de sonderingen. Vervolgens is een gemiddelde hoogteprofiel bepaald op basis van de gemaakte hoogteprofielen. In dit onderzoek wordt aangenomen dat het gemiddelde hoogteprofiel ook het representatieve hoogteprofiel is. Dit wijkt af van de leidraden omdat er eigenlijk gekozen moet worden voor één van de beschikbare dwarsprofielen. Deze keuze vereist echter kennis en expertise die niet beschikbaar is.

3.1.2 Grondopbouw

De grondopbouw is bepaald met behulp van data voortkomend uit sonderingen en uit de beschikbare veldboringen. Sonderingen geven informatie over zowel de bodemopbouw, als de geologische eigenschappen. Ter aanvulling is gebruik gemaakt van veldboringen. Voor de bepaling van de grondopbouw zijn 18 sonderingen beschikbaar, zes voor zowel de binnendijk, de kruinhoogte en de buitendijk.

Uit de sonderingen volgen de conusweerstand, wrijvingsweerstand en waterspanning. Deze data zijn omgevormd tot bruikbare informatie met behulp van de methode van Robertson (1990). Met deze methode is het bodemtype over de diepte van de geboorde sondering bepaald.

Robertson (1990) heeft voor de classificatie van grondsoorten een methode ontwikkeld: de Soil Behaviour Type classification (SBT). Hierbij wordt de conusweerstand uitgezet tegen de wrijving. De eerste versie van de SBT stamt uit 1986 (figuur 9). De methode is in de loop der jaren verder ontwikkeld. Tegenwoordig wordt



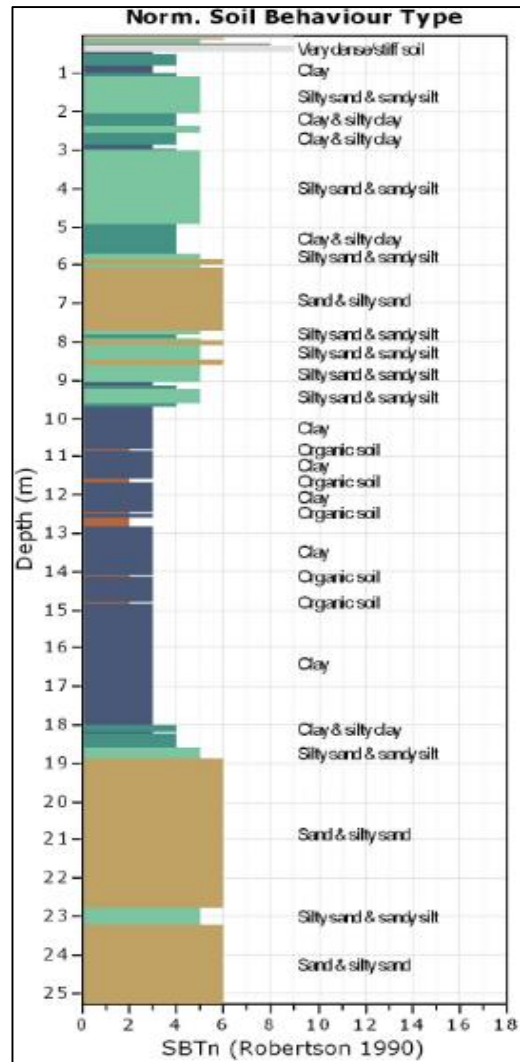
figuur 9: bodemclassificatie voor CPT (Robertson et al., 1986)

de SBT uitgevoerd op basis van genormaliseerde conusweerstand en wrijvingen. De genormaliseerde parameters corrigeren de toename van de conusweerstand en de wrijving door de toename van de effectieve verticale spanning. Deze verbeterde methode wordt de genormaliseerde bodemclassificatie (SBTn) genoemd.

Er is gebruik gemaakt van de software CPeT (Geologismiki (software), 2007). Deze software classificeert de bodem op basis van de verbeterde methode van Robertson & Cabal (2012). De data van de sonderingen zijn in de software ingevoerd. De software berekent hiermee het bodemtype over de hoogte. figuur 10 toont een voorbeeld van een SBTn (Geologismiki (software), 2007). Op de x-as een index (I_c), welke afhankelijk is van de genormaliseerde conusweerstand en de wrijving en op de y-as de diepte van de sondering.

De methode biedt een leidraad voor de bepaling van de grondsoort. In sommige zones is mogelijk sprake van overlap. Daarom moet op basis van lokale ervaring de bodemclassificatie worden aangepast (Robertson & Cabal, 2012).

De sonderingen van achtereenvolgens de binnendijk, de kruinhoogte en de buitendijk zijn naast elkaar gezet. Om een goede vergelijking van de grondsoort te maken is daarvoor eerst de hoogte van de sonderingen aan elkaar geijkt. Dit is nodig omdat het maaiveld van de sonderingen niet altijd op dezelfde hoogte is ten opzichte van het NAP.



figuur 10: SBTn (Geologismiki (software), 2007)

3.1.3 Schematiseren grondopbouw

De grondopbouw van de aangenomen dijk is vervolgens geschematiseerd. De grondsoort die het meeste voorkomt bij de binnendijk, de kruinhoogte en de buitendijk is gebruikt voor de schematisering van de grondopbouw van de gemeten locaties. Vervolgens zijn de meetpunten van de grondlagen geïnterpoleerd om te komen tot een geschematiseerde grondopbouw van de aangenomen dijk.

Verder zijn een aantal keuzes gemaakt om de aangenomen dijk niet te complex te maken. Een grondsoort met een geringe dikte kan effect hebben op het toetsingsresultaat. De meting van schuifsterkte van dunne grondlagen is echter onbetrouwbaar. Grondlagen met een geringe dikte kleiner dan 40 centimeter zijn daarom weggelaten.

Aan de grondopbouw, is nog één bovenlaag toegevoegd na beschouwing van de veldboringen, namelijk klei. Aangenomen is dat de eigenschappen van de kleilaag bovenop de dijk gelijk is aan de eigenschappen van de gevonden klei in de diepere lagen, omdat geen andere gegevens van de klei beschikbaar zijn.

Tot slot is het piëzometrisch niveau, ook wel de stijghoogte genoemd, in de dijk geschematiseerd. In de nog niet vigerende leidraad grondmechanisch schematiseren bij dijken (Van der Meer, et al., 2012) staat vermeld dat dit conservatief dient te gebeuren. Een conservatieve schatting van een vorige

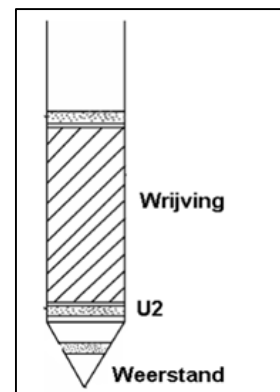
toetsing van een dijk is overgenomen. Naast de freatische lijn, zijn ook piëzometrische lijnen aan de boven- en onderzijde van iedere grondsoort geschematiseerd. Dit zijn stijghoogtelijnen van grondsoorten die een andere stijghoogte hebben dan de freatische lijn. Bij slecht doorlatende grondlagen is een dergelijk verschil mogelijk. De piëzometrische lijnen zijn lineair geïnterpoleerd uit gemeten waterspanningen van de sonderingen.

3.1.4 Schematisering in D-Geo Stability

De resultaten van de drie componenten, namelijk de hoogteprofielen, de grondopbouw en de piëzometrische niveaus van de aangenomen dijk zijn samengebracht in de software D-Geo Stability. Voor de berekening van de macrostabiliteit is het nodig een grid aan te geven, samen met een set van gridlijnen. Het grid is een set van punten die dienen als de mogelijke middelpunten van de straal van de glijcirkel. De gridlijnen zijn de mogelijke raaklijnen van de glijcirkel. Hoe meer punten en raaklijnen aangegeven zijn, des te preciezer wordt de stabiliteitsfactor bepaald. Het nadeel van meer punten en raaklijnen is echter dat deze berekeningen meer tijd kosten. Het aantal meetpunten is door Deltares standaard gesteld op 30. Dit is aangehouden. Het aantal gridlijnen is ook onveranderd. De software heeft voor de locatie van de gridlijnen een systeem waarbij het grid zich verplaatst totdat het zeker is dat niet het lokale minimum, maar het globale minimum van de stabiliteitsfactor is berekend. Dit maakt het mogelijk voor mensen met minder expertise toch de toetsing uit te voeren.

3.2 Bepaling schuifsterkteparameters

Voor de bepaling van de schuifsterkte zijn meetresultaten van sonderingen gebruikt. Bij het uitvoeren van een sondering wordt het draagvermogen van een grondsoort bepaald. Dit gebeurt door een conus, zie figuur 11, de grond in te drukken. De optredende weerstand uitgedrukt in MPa wordt de conusweerstand genoemd. Daarnaast wordt de wrijving en de waterspanning (u_2) bepaald met de sondering.



figuur 11: dwarsdoorsnede conus van een sondering

Op basis van empirische relaties is het mogelijk met gemeten waarden van de conusweerstand uit de sonderingen de schuifsterkte te bepalen (Rémai, 2012). De bepaling van de schuifsterkte op basis van sonderingen met een empirische relatie is niet altijd nauwkeurig (Verruijt & Baars, 2007). Het voordeel van de methode is dat de metingen in-situ hebben plaatsgevonden. Bij het meten van de schuifsterkte op basis van een monster, kunnen vervormingen van het monster plaatsvinden tijdens bijvoorbeeld het transport. Dit verandert ongewenst mogelijk de te bepalen geologische eigenschappen. Bij in-situ metingen vinden deze vervormingen minder plaats.

Er zijn drie manieren om empirisch de ongedraineerde schuifsterkte te bepalen, namelijk op basis van (Robertson & Cabal, 2012):

- de conusweerstand
- de effectieve conusweerstand
- de gemeten waterspanning (u_2)

De ongedraineerde schuifsterkte wordt in dit onderzoek volgens de meest gebruikte methode, namelijk met op basis van de conusweerstand (q_t) (Rémai, 2012):

$$\tau = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (10)$$

Waarbij de conusweerstand, uitgedrukt in kPa , hier is gecorrigeerd voor effecten van de waterspanningen. σ_{vo} is de verticale spanning (kPa) en N_{kt} de empirisch bepaalde conusfactor. Deze conusfactor is afhankelijk van onder meer de grondsoort, consolidatie en waterspanning. Consolidatie

is een proces waarbij grond inkrimpt door de druk. Er is ervoor gekozen één waarde voor de conusfactor aan te nemen. De gemiddelde waarde volgens Robertson (2009) wordt voor dit onderzoek aangehouden: $N_{kt} = 14$.

De bepaling van de gedraineerde schuifsterkte van zand is bepaald op basis van wederom een empirische relatie. Ditmaal voor de bepaling van ϕ' (Robertson & Cabal, 2012):

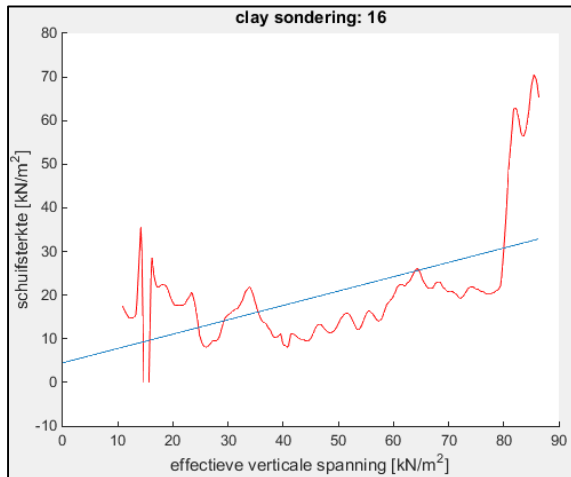
$$\phi' = 17,60 + 11 * \log(Q_{tn}) \quad (11)$$

waarbij Q_{tn} de genormaliseerde conusfactor is. Deze is bepaald op basis van de gecorrigeerde conusfactor, de verticale spanning, en de verticale effectieve spanning. Zie voor details voor de bepaling van de genormaliseerde conusfactor de publicatie: "Interpretation of cone penetration tests – a unified approach" (Robertson P. , 2009)

Met de inwendige hoek van wrijving bekend, wordt de gedraineerde schuifsterkte (s_u) berekend:

$$\tau = \sigma'_{vo} * \tan(\phi') \quad (12)$$

3.2.1 Schuifsterkteparameterbepaling



figuur 12: schuifsterkte [kN/m^2] klei afgezet tegen de effectieve verticale spanning [kN/m^2]

Nadat de schuifsterkte over de hoogte bekend is, wordt voor iedere grondsoort de berekende schuifsterkte uitgezet tegen de effectieve verticale spanning. figuur 12 geeft het verloop van de schuifsterkte weer voor een kleilaag. Via een lineaire regressie is de rechte lijn opgesteld (McClave, Benson, Sincich, & Knypstra, 2011). De regressielijn is berekend via de kleinste kwadratenmethode. Aangezien waarden kleiner dan nul niet realistisch zijn, is aangenomen dat indien (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001, p. 70):

$$\phi' < 0 \text{ dan geldt } \phi' = 0^\circ$$

$$c' < 0 \text{ dan geldt } c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

De schuifsterkte fluctueert meer bij kleilagen dan bij zandlagen. De fluctuaties in de schuifsterkte ontstaan door lokale water over- en onderspanningen (zie vergelijking (13)). Zie bijlage IV voor een voorbeeld van de gemeten waterspanning bij sondering 17. Verder is de doorlatendheid van klei lager. Hierdoor is de stroomsnelheid laag, en duurt het langer voordat water weg kan stromen. De schuifsterkte fluctueert mede hierdoor. Bij zandlagen is de doorlatendheid hoger, waardoor de lokale waterspanning minder variëren.

$$\tau = \frac{q_t - \sigma'_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_c + u_2(1 - a) - \sigma'_{vo}}{N_{kt}} \quad (13)$$

Niet iedere meting beschikt over gegevens van alle grondsoorten. Onderstaande tabel geeft een overzicht van alle meetgegevens van iedere grondsoort, voor zowel de c' als de ϕ' . Bij zandlagen is geen sprake van cohesie, daarom zijn er voor die grondsoorten geen gegevens hiervoor nodig. Aangenomen is dat de c' en de ϕ' gecorreleerd zijn aan elkaar, omdat de parameters telkens beide berekende worden op basis van één grafiek.

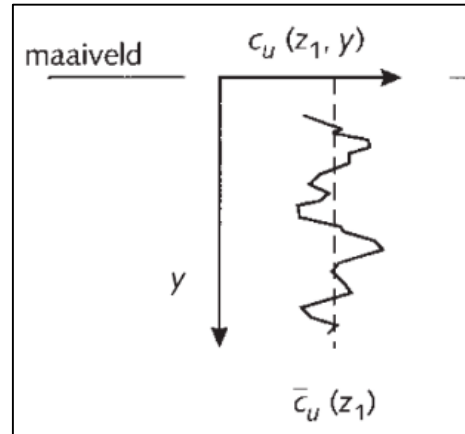
tabel 1: aantal beschikbare metingen per grondsoort

Grondsoort	Aantal c'	Aantal c'
Klei	17	18
Ziltig zand-zandig silt	11	-
Sand-ziltig zand	6	-
Klei silt-ziltige klei	5	5

3.2.2 Vormen van onzekerheid

Bij de toetsing van de dijk zijn diverse onzekerheidsfactoren aan de orde. Er is onzekerheid in de geologische eigenschappen, het gebruikte model en de schematisering. In de onzekerheid van geologische eigenschappen speelt de meetonzekerheid en de ruimtelijke spreiding een rol. Meetonzekerheid vloeit voort uit meetfouten. Ruimtelijke spreiding is de ruimtelijke variatie van geologische eigenschappen binnen een dijkvak.

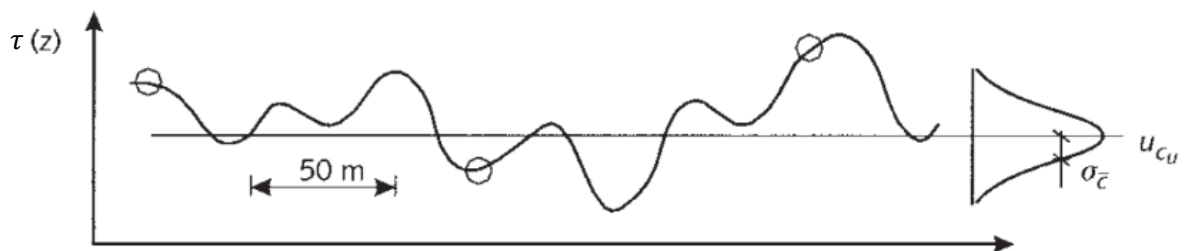
Indien het dijkvak klein genoeg is, dat wil zeggen dat de metingen niet meer dan 150 meter uit elkaar liggen, dan mag worden aangenomen dat ruimtelijke spreiding in de verticale richting ten minste zo groot is als de ruimtelijke spreiding in de horizontale richting. De vorm van onzekerheid die is beschouwd in dit onderzoek is de onzekerheid voortkomend uit meetonzekerheid en stochastische variabiliteit in de y -richting. Door ruimtelijke variatie op verschillende plaatsen binnen een laag worden verschillende waarden gemeten. Aangenomen is dat de verdeling van deze variatie stochastisch is (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001, p. 246)



figuur 13: mogelijk variatiepatroon van ongedraineerde schuifsterkte in een slappe kleilaag (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001)

In figuur 13 is een fictief voorbeeld van de verdeling van de gemeten schuifsterkte over de diepte weergegeven. Te zien is dat de gemeten schuifsterkte over de diepte varieert. Uitgaande van een normale verdeling worden hieruit een gemiddelde en een standaarddeviatie ontleend. Binnen dit onderzoek is de correlatie niet meegenomen, omdat bij lokaal grondonderzoek wordt aangenomen dat de ruimtelijke variatie in horizontale richting kleiner is dan de variatie in verticale richting. De methodiek voor de berekening van de correlatie staat beschreven in bijlage I van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (2001).

Binnen lokaal grondonderzoek zijn het steekproefgemiddelde en de standaardafwijking gelijk. Hiervoor is het vereist, naast de kleine afstand, dat de afmetingen dwars op de dijk (ongeveer) gelijk zijn. figuur 14 geeft een stochastische variabiliteit over de lengte van de dijk weer. De omcirkelde waarde geeft de gemiddelde gemeten waarde van τ , de schuifsterkte, aan op de gemeten locaties z_1 , z_1 en z_3 .



figuur 14: stochastische variabiliteit schuifsterkte over de lengte van de dijk (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001)

3.2.3 De karakteristieke schatting

Het doel van verrichte metingen is het vinden van gemiddelde waarden voor de c' en de ϕ' die representatief zijn voor het dijkvak dat wordt getoetst. De sonderingen meten slechts op een klein deel van de dijk enkele eigenschappen van de dijk. Aangezien met een beperkt aantal metingen een groot volume wordt aangesproken, is er een onbekend verschil tussen de werkelijke gemiddelde waarden en het rekenkundig gemiddelde uit de verrichte metingen.

Om deze reden wordt gewerkt met karakteristieke schattingen van de gemeten gemiddelde waarden van c' en ϕ' binnen een grondlaag. Met een karakteristieke schatting wordt bedoeld een schatting die door de 'werkelijke aanwezige waarde' slechts met een kans van 5% wordt over- of onderschreden. Met werkelijk aanwezig waarde wordt bedoeld het aanwezige gemiddelde van de grondeigenschap binnen het aangesproken glijvlak of volume. Een karakteristieke schatting van de gemiddelde c' en ϕ' wordt als volgt berekend, aangenomen een normale verdeling van de gemeten waarden:

$$\tau_{gem,kar} = \tau_{gem} - \frac{(t_{N-1}^{0,95} s_{\tau})}{\sqrt{N}} \quad (14)$$

τ_{gem} het rekenkundig gemiddelde van de steekproef

s_{τ} de standaarddeviatie van de steekproef

$t_{N-1}^{0,95}$ de student t-factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde van het aantal 'vrijheidsgraden' $N-1$, met N het aantal onafhankelijke waarnemingen in de steekproef bij lokaal grondonderzoek is, zie tabel 2.

tabel 2: waarden van de student t-factor (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001)

N	2	3	4	5	6	8	10	15	20	∞
$t_{N-1}^{0,95}$	6,314	2,920	2,353	2,132	2,015	1,895	1,833	1,761	1,729	1,645

Bij een grote spreiding in de steekproef wordt het aanbevolen om een lognormale verdeling aan te nemen. Negatieve waarden worden hiermee uitgesloten, wat fysisch realistischer is.

$$\tau_{gem,kar} = e^{\ln(\tau)_{gem} - t_{N-1}^{0,95} s_{\ln(\tau)} \sqrt{\frac{1}{N}}} \quad (15)$$

Waarin $\ln(\tau)_{gem}$ het rekenkundige gemiddelde van de logaritmen van de steekproef is, s_{τ} de standaardafwijking van de logaritmen van de steekproef en $t_{N-1}^{0,95}$ de student t-factor die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' $N - 1$.

De gebruikte methodiek is afkomstig van de vigerende leidraad: bijlage I van het Technische Rapport Waterkerende Grondconstructies (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001).

3.3 Bepalen effect meer meten op toetsingsresultaat

Bij lokaal grondonderzoek is de ruimtelijke variatie in de schuifsterkteparameters in horizontale richting kleiner dan de variatie in de verticale richting (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001). De verrichte metingen zijn daarom niet locatieafhankelijk. Een verrichte meting op locatie A, had ook gemeten kunnen zijn 100 meter ten zuiden van die meting. Vanuit deze aanname is geanalyseerd wat het effect van de meetkwantiteit op het toetsingsresultaat is.

In de opzet van het onderzoek is nagebootst welke scenario's kunnen plaatsvinden bij iedere meetkwantiteit. Een scenario, ofwel simulatie, is het toetsingsresultaat van een set van x aantal metingen. Iedere meting beschikt over een set van schuifsterkteparameters (c' en ϕ') van de

grondsoorten. De schuifsterkteparameters zijn gecorreleerd. Een set is een combinatie van schuifsterkteparameters van de verschillende grondsoorten. Per grondsoort is aangenomen dat de schuifsterkteparameters onafhankelijk van elkaar zijn.

De meetkwantiteit varieert tussen 3 en 30 metingen. Hoewel volgens het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (2001) ten minste 4 metingen benodigd zijn om statistisch iets te kunnen zeggen over het toetsingsresultaat, is om het effect duidelijker weer te geven, ook de stabiliteitsfactor voor 3 metingen bepaald.

De stabiliteitsfactor is berekend voor de verschillende meetkwantiteiten. Een combinatie kan ingevoerd in de software D-Geo Stability. Dit levert vervolgens een stabiliteitsfactor op. Om tot een benadering te komen van de mogelijke uitkomsten van de stabiliteitsfactor bij de mogelijke combinaties, is gebruik gemaakt van de Bootstrap methode. De methode werkt als volgt: combinaties van de c' en de ϕ' zijn willekeurig gekozen. Indien het aantal simulaties groot genoeg is, geeft de set van berekende stabiliteitsfactoren bij een meetkwantiteit een benadering van de mogelijke waarden van de stabiliteitsfactor bij die meetkwantiteit. Wat een juist aantal simulaties is, hangt af van het aantal combinaties, de grootte van één set van willekeurige metingen en de onderlinge afwijkingen tussen die metingen (Diaconis & Efron, 1983).

Er zijn meerdere methodes voor het bepalen van het aantal benodigde simulaties (Davidson & MacKinnon, 2001). Chernick (2007) biedt als alternatief dat het aantal simulaties waarop convergentie is bereikt, wordt gekozen. In dit onderzoek is gesteld dat convergentie is bereikt als het gemiddelde van alle uitkomsten van de stabiliteitsfactor over de meetkwantiteit niet meer verandert bij een groter aantal uitgevoerde simulaties. Uit analyse is gebleken dat om convergentie te bereiken 2000 simulaties moeten worden uitgevoerd. Bij dit aantal simulaties is geen verdere convergentie meer zichtbaar (Chernick, 2007).

3.3.1 Effect van de meetkwantiteit

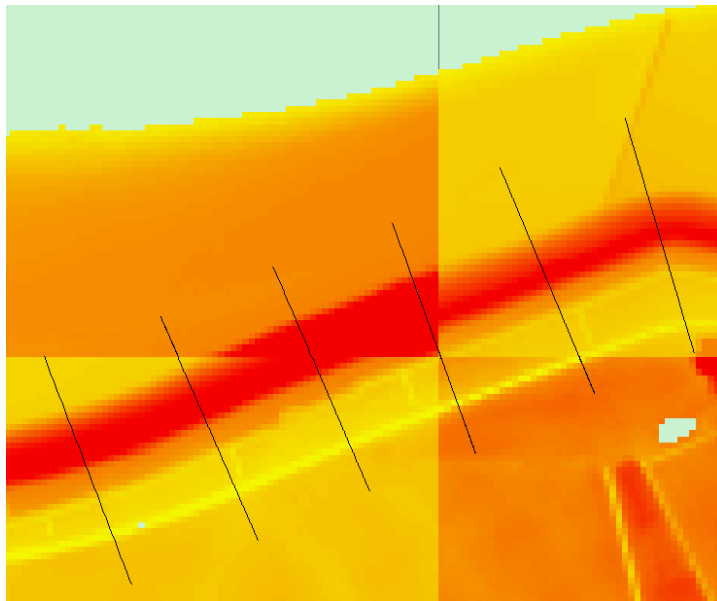
Voor iedere meetkwantiteit is 2000 keer een willekeurige set van metingen geselecteerd voor de bepaling van de karakteristieke schattingen van de schuifsterkteparameters. Deze grote set van karakteristieke schattingen voor elke meetkwantiteit zijn vervolgens ingevoerd in de software D-Geo Stability. De software rekent de stabiliteitsfactor uit van de aangenomen dijk, op basis van het dwarsprofiel.

4. Resultaten

4.1 Aangenomen dijk

De aangenomen dijk is gebaseerd op een dijkvak dat voldoet aan de eisen voor lokaal grondonderzoek (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001). Daartoe is 500 meter van een dijksectie beschouwd. De keuze van het te beschouwen dijkvak is gebaseerd op de eis dat het een recht stuk dijk behoort te zijn. Daarnaast is een vereiste dat de grondopbouw binnen het dijkvak ongeveer gelijk is.

4.1.1 Dwarsprofiel



figuur 15: Hoogteprofielen op de locaties van de sonderingen (ArcMap, AHN2, 2014)

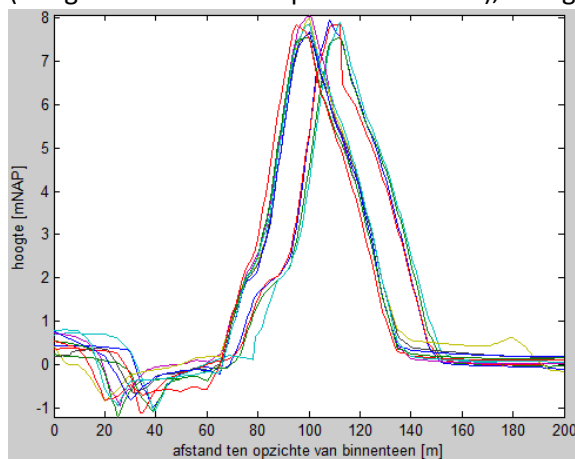
Uit het AHN2 zijn relevante secties van de hoogtekaarten gebruikt voor de bepaling van het hoogteprofiel van de aangenomen dijk. De kaarten zijn in Arcmap geopend, waarmee de hoogteprofielen zijn gemaakt op de locaties van de sonderingen.

figuur 15 geeft een overzicht van het dijkvak dat is gebruikt als basis voor de aangenomen dijk. De lijnen zijn de hoogteprofielen die over de sonderingen heen lopen. De lengte van de hoogteprofielen is telkens bij benadering 200 meter.

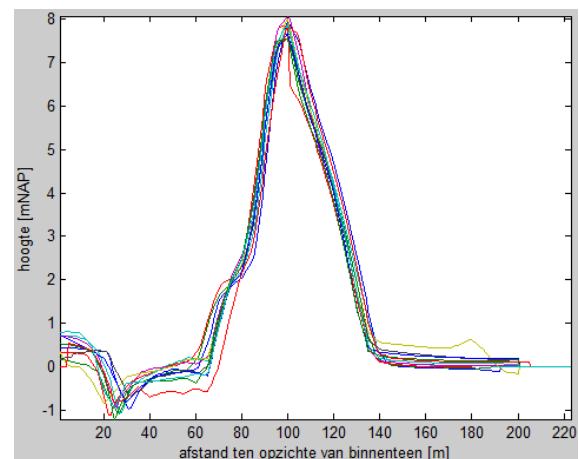
De x- en z-waarden die voortkomen uit de gegevens van het AHN2 zijn uitgezet tegen respectievelijk de x- en de y-as in

figuur 16. De hoogteprofielen zijn zo verschoven, dat de kruin telkens op 100 meter van het gekozen beginpunt afligt, zie figuur 17. Het gekozen beginpunt is het punt dat 80 meter verder van de zee afligt ten opzichte van de x en y-coördinaten van de verrichte sondering van de binnendijk. Deze afstand is gekozen omdat zo alle componenten van de dijk, de geul, de binnenteen, kruin, buitenteen en zee-inwaarts, in het hoogteprofiel zijn meegenomen.

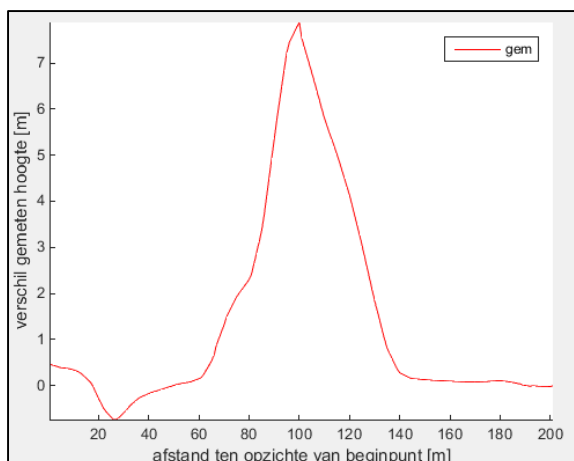
Van de verschoven hoogteprofielen is per x-coördinaat een gemiddelde y-coördinaat bepaald in mNAP (hoogte in meters ten opzichte van NAP), zie figuur 18.



figuur 16: hoogteprofielen



figuur 17: verschoven hoogteprofielen



figuur 18: gemiddelde waarde van de hoogte [mNAP] over de afstand ten opzichte van het beginpunt.

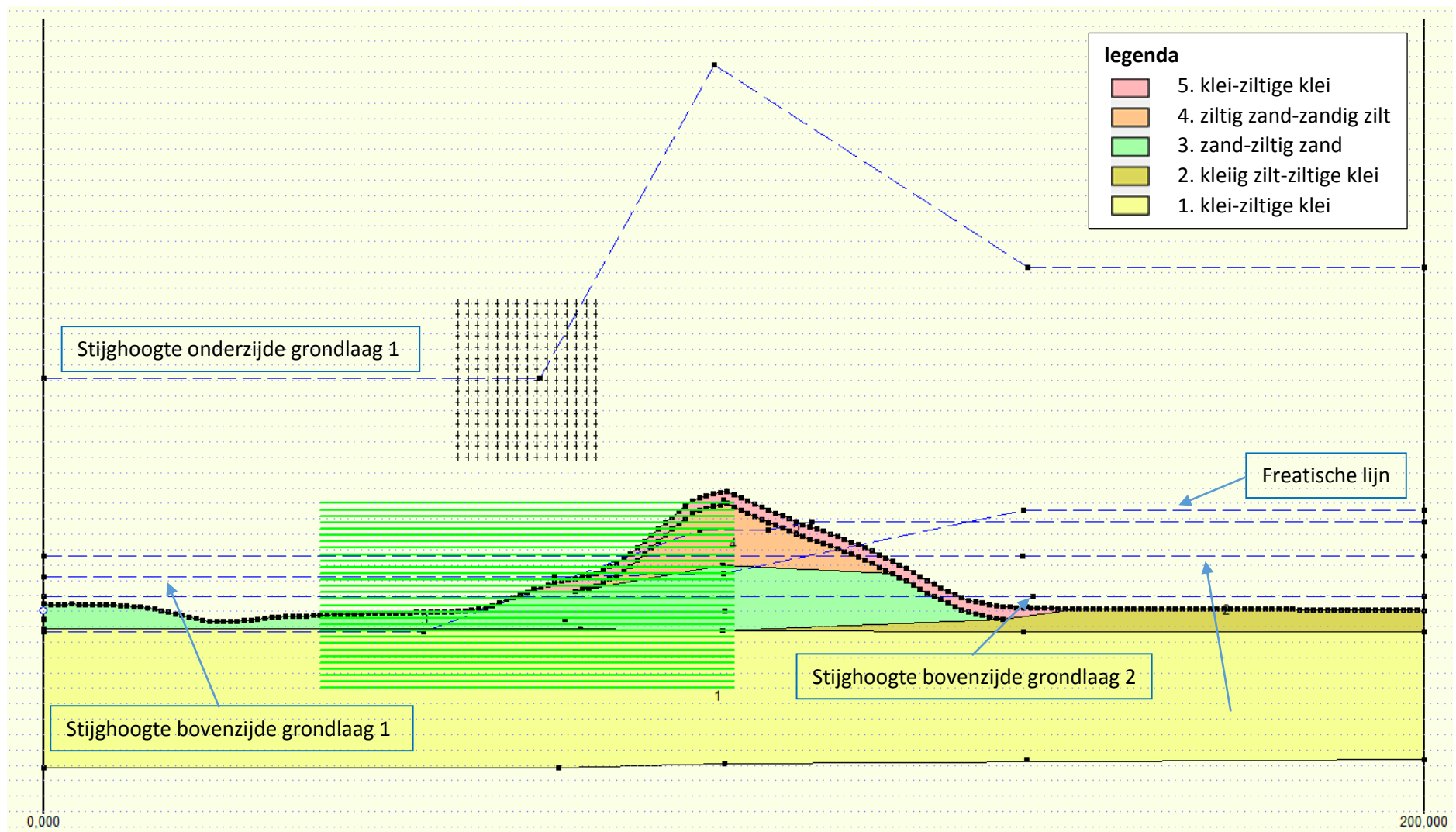
In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001) is aangegeven dat voor de toetsing van primaire dijken een representatief dwarsprofiel moet worden gebruikt. Een eenduidige definitie van een representatief dwarsprofiel is in de huidig vigerende leidraden niet aanwezig. In de nog niet vigerende leidraad grondmechanisch schematiseren bij dijken (Van der Meer, et al., 2012), is al meer duidelijkheid gegeven over de bepaling van één of meerdere representatieve dwarsprofielen. Echter blijft ervaring en kennis vereist bij het bepalen van een juist dwarsprofiel. Er is in dit onderzoek gekozen een gemiddeld hoogteprofiel te nemen.

4.1.2 Grondopbouw

figuur 19 toont de aangenomen dijk, met bijbehorende grondopbouw. Bijlage II toont het resultaat van de bodemidentificatie van de sonderingen van de binnendijk, de kruinhoogte en de buitendijk. De sonderingen zijn genummerd 1 t/m 6. De laatste kolom toont voor iedere hoogte (mNAP) de grondsoort die het meest voorkomt.

Uit de veldboringen is gebleken dat de bovenste laag van de grondopbouw uit klei bestaat, zie bijlage III voor een voorbeeld. Hoewel dat niet volgt uit de sonderingen, is deze laag toegevoegd aan de grondopbouw. Er is geen rekening gehouden met grondlagen voorkomend uit sonderingen die kleiner zijn dan 40 centimeter. Tussen de meetpunten zijn deze grondlagen lineair geïnterpoleerd.

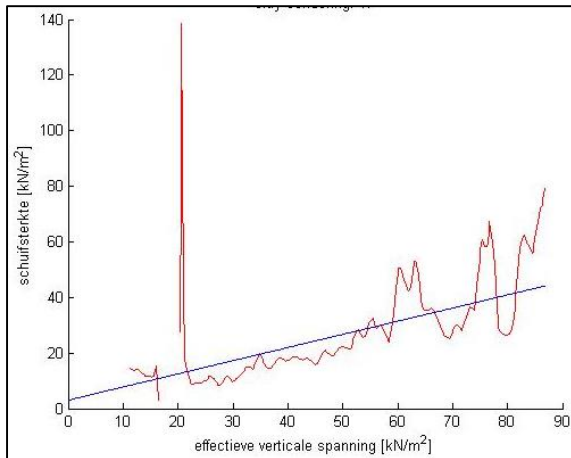
De stijghoogtes van de grondsoorten onder- en bovenaan een grondlaag zijn aangegeven in figuur 19 met stippellijnen. Bij de zandlagen is de stijghoogte de freatische lijn. De stijghoogtes van de grondopbouw is gebaseerd op metingen van één punt in sonderingen. Verder is de freatische lijn gebaseerd op een schematisering van de toetsing van het dijkvak waarvan de aangenomen dijk is herleid.



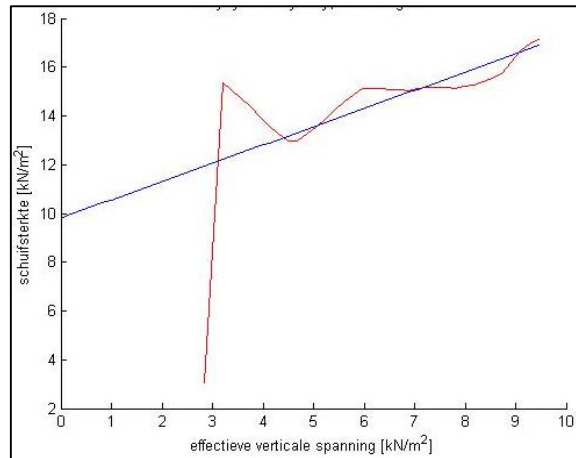
figuur 19: Aangenomen dijk D- Geo Stability

4.2 De schuifsterkteparameters

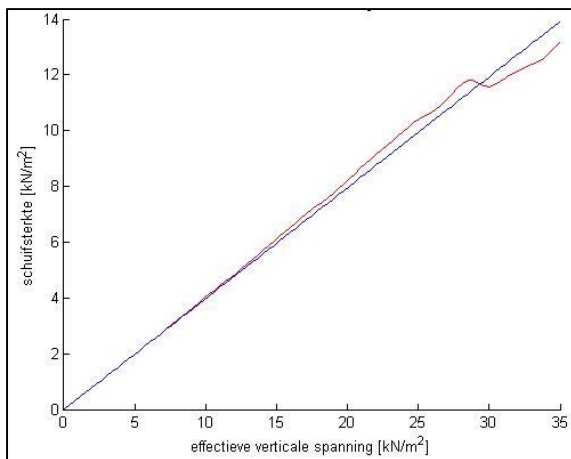
De schuifsterkteparameters zijn bepaald op basis van gemaakte regressielijnen van de schuifsterkten over de verticale effectieve spanning. Ter illustratie is voor alle grondsoorten één voorbeeld van een regressielijn gegeven:



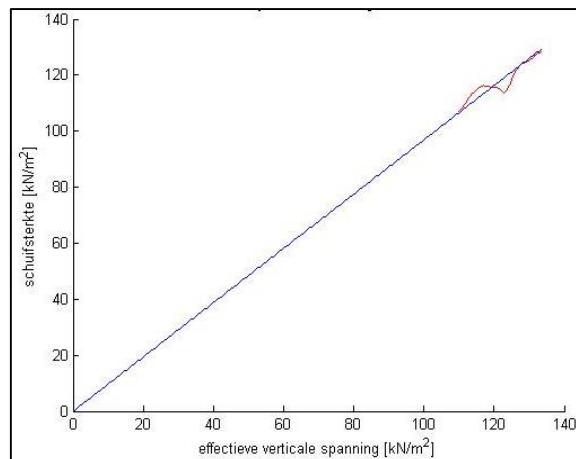
figuur 22: klei sondering 17



figuur 23: kleiige silt-ziltige klei, sondering 12



figuur 20: zand, sondering 3



figuur 21: ziltig zand, sondering 11

In het rood is het verloop van de gemeten schuifsterkte gegeven, in het blauw de berekende regressielijn. De range van de grafieken verschilt doordat de grondsoorten op verschillende diepten liggen. Zo ligt ziltig zand gemeten in de kruin dieper in de grond dan het zand dat gemeten is bij de binnendijk. Dit resulteert in hogere waarden van de schuifsterkte en de effectieve verticale spanning. Het verloop van de gemeten schuifsterkte verloopt niet lineair, zoals in het fictieve voorbeeld van figuur 7. Dit wordt verklaard door heterogeniteit van de grondsoort en lokale verschillen in de waterspanning. In dit onderzoek is aangenomen dat de samenstelling van de grondsoort homogeen is zoals gebruik is (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001). Dat betekent dat aangenomen is dat er geen verschil is in de geologische eigenschappen binnen één grondsoort. In werkelijkheid is een grondlaag heterogeen, er treden lokale verschillen in de geologische eigenschappen.

Bij de kleilaag valt een opmerkelijke piek op, zie figuur 22. Tevens is een dal te zien in figuur 23. Deze grotere afwijkingen ontstaan doordat op dat punt een overgang plaatsvindt tussen grondlagen. De piek en het dal worden verklaard met de vergelijking van de schuifsterkte (13).

$$s_u = \frac{q_t - \sigma'_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_c + u_2(1 - a) - \sigma'_{vo}}{N_{kt}} \quad (16)$$

Hierbij is q_t de gecorrigeerde conusweerstand, σ'_{vo} de effectieve verticale spanning, q_c de conusweerstand, u_2 de waterspanning en N_{kt} de conusfactor. a is een factor voor de verhouding tussen de diameters op twee punten van de sondering.

tabel 3: overzicht berekende waarden inwendige hoek van wrijving [°]

Meetpunt	Sondering	Ziltig zand- zandig silt	Sand-ziltig zand	Kleiig silt- ziltige klei	Klei-ziltige klei
Binnendijk	1	-	22,97	-	0,99
	2		22,65	-	6,84
	3	-	21,69	-	6,27
	4	-	meetfout	-	3,32
	5	-	20,13	-	7,30
	6	-	20,43	-	11,84
Kruinhoogte	7	20,81	20,73	-	3,93
	8	21,76	20,74	-	4,85
	9	20,06	20,77	-	4,36
	10	19,82	20,39	-	4,18
	11	19,47	20,57	-	3,31
	12	20,00	20,73	-	5,59
Buitendijk	13	-	-	6,04	7,83
	14	-	-	meetfout	3,57
	15	-	-	30,14	2,37
	16	-	-	17,63	9,03
	17	-	-	19,90	12,89
	18	-	-	7,97	12,19

tabel 4: overzicht berekende waarden cohesie [kN/m²]

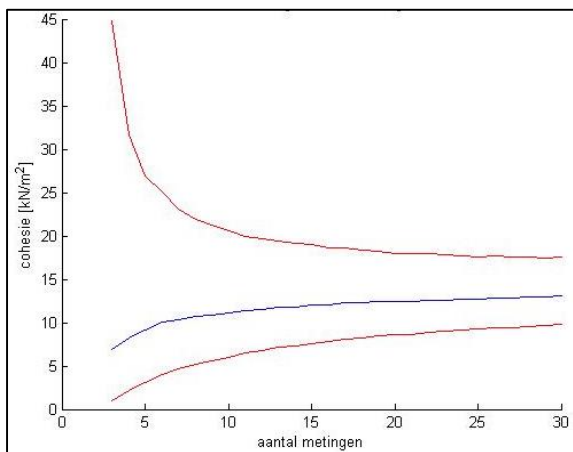
Meetpunt	sondering	Ziltig zand- zandig silt	Sand-ziltig zand	Kleiig silt- ziltige klei	Klei-ziltige klei
Binnendijk	1	-	-	-	22,45
	2	-	-	-	15,86
	3	-	-	-	15,28
	4	-	-	-	23,51
	5	-	-	-	27,80
	6	-	-	-	19,17
Kruinhoogte	7	-	-	-	27,47
	8	-	-	-	23,78
	9	-	-	-	23,05
	10	-	-	-	25,93
	11	-	-	-	39,32
	12	-	-	-	23,29
Buitendijk	13	-	-	17,619	6,29
	14	-	-	meetfout	13,66
	15	-	-	6,037	18,42
	16	-	-	12,5927	4,50
	17	-	-	9,803	3,06
	18	-	-	11,6167	Meetfout

Tabellen 3 en 4 geven de resultaten van de berekende schuifsterkteparameters (cohesie en inwendige hoek van wrijving). De schuifsterkteparameters zijn ingedeeld per grondsoort. Te zien is dat voor de meeste parameters niet 18 metingen beschikbaar zijn. Dit omdat sommige lagen niet alle beoogde grondsoorten van de aangenomen dijk bevatten, zie figuur 19. Bij zandlagen is geen sprake van onderlinge attracties tussen moleculen, zoals bij klei (Verruijt & Baars, 2007). Daarom is aangenomen dat de cohesie van zand 0 kN/m^2 is.

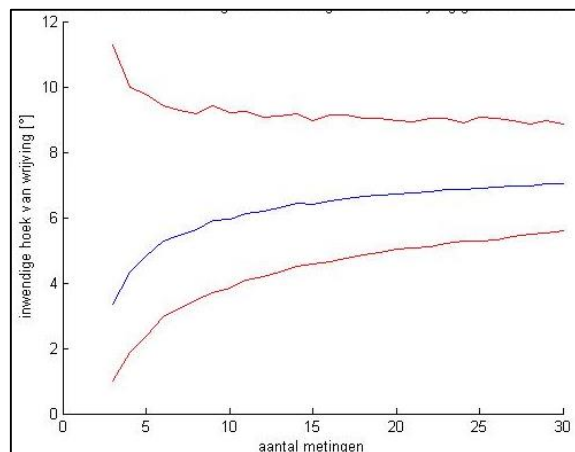
Er zijn een aantal afwijkende verlopen van de schuifsterkteparameters. Bij de 4^e sondering voor de bepaling van ϕ' is geen waarde gemeten, omdat het maaiveld lager ligt dan de hoogte van de grondlaag die is beoogd. Bij de 14^e sondering is een andere grondsoort geïdentificeerd, namelijk ziltig zand in plaats van de aangenomen grondsoort (kleiig silt-ziltige klei). De meetresultaten hiervan zijn daarom niet gebruikt. Tot slot is de berekende cohesie in sondering 18 voor klei kleiner dan 0 kN/m^2 . Dit resultaat is fysisch niet realistisch en is daarom niet bruikbaar.

Op basis van de schuifsterkteparameters is de variatie in de karakteristieke schattingen berekend over de meetkwantiteit. Via de Bootstrap methode zijn scenario's nagebootst van metingen die verricht zouden kunnen zijn tijdens een toetsing van macrostabiliteit. Hiervoor zijn sets van schuifsterkteparameters willekeurig gekozen. Op basis van de waarden van de c' en de ϕ' zijn karakteristieke schattingen berekend. Deze stappen zijn 2000 keer gesimuleerd volgens de Bootstrap methode, voor een meetkwantiteit van 3 tot en met 30 metingen en voor alle grondsoorten in de aangenomen dijk.

Een lognormale verdeling van de parameters is aangenomen (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001). Dit om te voorkomen dat een karakteristieke schatting een negatieve waarde aanneemt. Gegeven deze verdeling, is een gemiddelde en standaarddeviatie van karakteristieke schattingen van de simulaties per meetkwantiteit per grondsoort berekend. Met de standaarddeviatie is een betrouwbaarheidsinterval van 95% berekend. Het interval geeft aan welke waarden de



figuur 24: karakteristieke schatting c' van klei



figuur 25: karakteristieke schatting ϕ' van klei

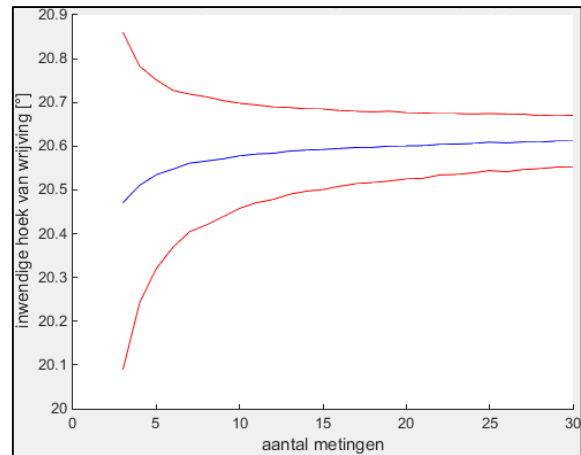
karakteristieke schatting aanneemt bij iedere meetkwantiteit met een betrouwbaarheid van met 95%. Ffiguur 24 en figuur 25 geven het gemiddelde van de karakteristieke schatting en het 95% betrouwbaarheidsinterval van cohesie en de inwendige hoek van wrijving van de kleilaag als voorbeeld van de resultaten. In het blauw het gemiddelde van de berekende schattingen en in het rood het betrouwbaarheidsinterval. Naarmate met meer metingen de karakteristieke waarde is geschat, daalt de invloed van een mogelijk grote afwijkende waarde. Dit is te zien in de figuren 26 en 27. In figuur 26 is de karakteristieke schatting van de ϕ' van een zandlaag gegeven. Allereerst valt op dat de berekende waarden hoger uitvallen. Verder is op te merken dat het betrouwbaarheidsinterval relatief kleiner is.

Vanaf 5 metingen verandert de grootte van het betrouwbaarheidsinterval nauwelijks meer. Het verschil van de grootte van het betrouwbaarheidsinterval is te verklaren door de grotere variatie in de berekende meetwaarde van de ϕ' bij klei dan bij zand, zie tabel 3 en tabel 4.

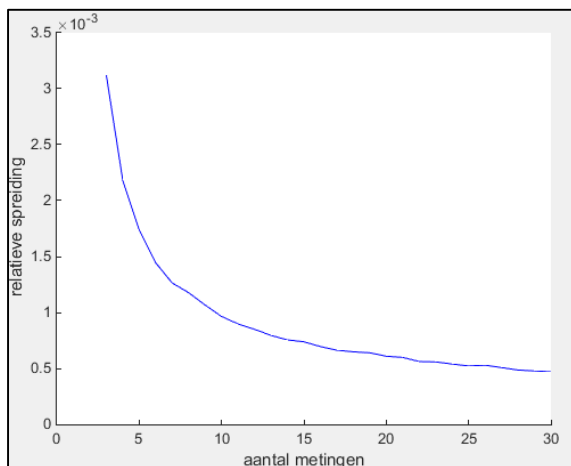
Onderstaande figuur 27 en figuur 28 geven de relatieve spreiding (CV) van respectievelijk de zand- en de kleilaag. De variatiecoëfficiënt is hier uitgezet tegen de meetkwantiteit. De variatiecoëfficiënt is een relatieve spreidingsmaat en is hier als volgt berekend:

$$CV = \frac{s}{\bar{x}} \quad (17)$$

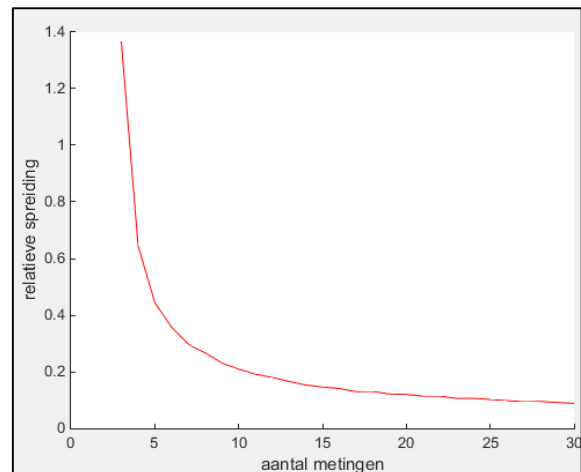
De relatieve spreiding van de kleilaag is groter dan de zandlaag. Als de onzekerheid is gedefinieerd als de grootte van de relatieve spreiding, dan neemt deze dus af naarmate de meetkwantiteit stijgt. De relatieve spreiding van zand is bij 5 metingen al 0,1% terwijl bij klei bij 15 metingen de relatieve spreiding nog 20% is, wat acceptabel lijkt. Om met zekerheid iets te zeggen over de waarde van de karakteristieke schatting zijn voor kleilagen dus ten minste 15 à 20 metingen nodig. De relatieve spreiding van de zandlaag is bij 3 metingen al zo klein dat meer metingen niet nodig lijken.



figuur 26: karakteristieke schatting inwendige hoek van wrijving van zand



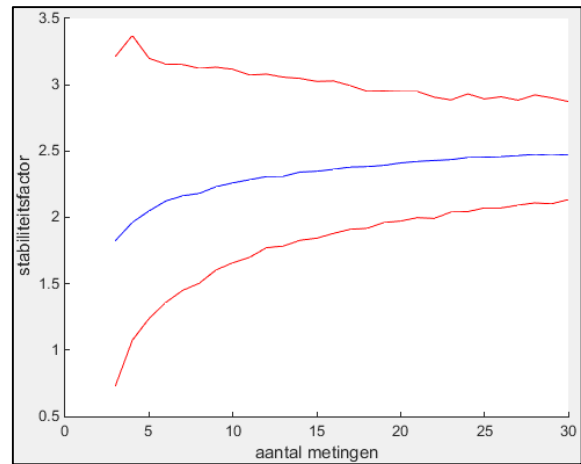
figuur 27: relatieve spreiding zandlaag



figuur 28: relatieve spreiding kleilaag

4.3 Effect meetkwantiteit op toetsingsresultaat.

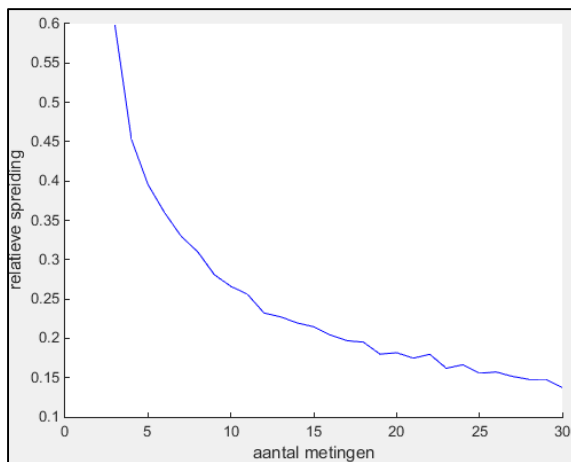
Met de waarden van de karakteristieke schattingen zijn vervolgens de stabiliteitsfactoren bij de beschouwde meetkwantiteiten berekend. Het resultaat is een reeks van 2000 stabiliteitsfactoren voor iedere meetkwantiteit. figuur 29 geeft hiervan het resultaat. Uit de figuur blijkt dat het interval waarin 95% van de berekende stabiliteitsfactoren vallen, kleiner wordt naarmate de meetkwantiteit hoger is. Opgemerkt moet worden dat de absolute waarde van de stabiliteitsfactor berekend is voor een aangenomen dijk. De uitkomst van de toetsing heeft dus geen verdere betekenis. De verandering van de stabiliteitsfactor en haar interval zijn hier interessant.



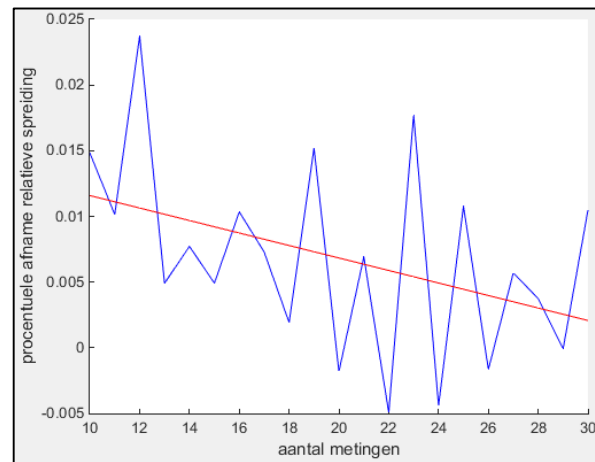
figuur 29: gemiddelde waarde stabiliteitsfactor (F_{min}) met een 95% betrouwbaarheidsinterval

Uit figuur 29 blijkt dat vanaf 10 à 15 verrichte metingen het gemiddelde van de berekende stabiliteitsfactoren nauwelijks meer toeneemt, de toename is dan kleiner dan 1 procent per extra meting. Het betrouwbaarheidsinterval van de stabiliteitsfactor wordt tot ongeveer 15 à 25 metingen kleiner. Om preciezer aan te geven hoe groot de afname in de variatie van de stabiliteitsfactor is, wordt wederom gebruik gemaakt van een relatieve spreidingsmaat. Om te bepalen wat de relatieve spreiding is van de stabiliteitsfactor zonder dat een verdeling bekend is, is hier de spreiding van het 2,5^e percentiel en het gemiddelde gebruikt:

$$Relatieve\ spreiding = \frac{\bar{x} - x_{2,5\%}}{\bar{x}} \quad (18)$$



figuur 31: relatieve spreiding stabiliteitsfactor



figuur 30: verandering afname relatieve spreiding [%]

figuur 31 toont voor iedere berekening de uitkomst van deze relatieve spreidingsmaat. De relatieve spreiding verloopt afnemend dalend. Vanaf 12 metingen daalt de relatieve spreiding nog weinig. Bij 17 metingen is de relatieve spreiding nog 20%. Bij de bepaling van het aantal metingen moeten kosten worden afgewogen tegen de baten van een extra meting. Vanaf 12 metingen is de afname in de relatieve spreiding nog ongeveer 1% per extra meting, zie figuur 30. Het gemiddelde neemt vanaf 10 à 15 metingen nagenoeg niet meer toe. Bij 12 metingen is de relatieve spreiding nog 23%. Omdat de relatieve spreiding vanaf die meetkwantiteit nog maar met 1% afneemt per extra meting, wordt aanbevolen 12 metingen te verrichten in een dijkvak met een lengte van 500 meter.

5. Discussie

In dit onderzoek is gebleken dat de karakteristieke schatting van klei- en zandlagen en de stabiliteitsfactor afnemen bij een grotere meetkwantiteit, tot in ieder geval 30 metingen. Door een kleinere onzekerheid in de stabiliteitsfactor, kan met grotere zekerheid worden bepaald of een dijk goed- of afgekeurd moet worden. De grotere variatie van de karakteristieke schatting van ϕ' bij kleilagen dan bij zandlagen maakt dat het effect van meer metingen vooral betrekking heeft op dijken met relatief veel klei.

Dit onderzoek heeft zich gericht op het effect van meer meten van lokaal grondonderzoek, waarbij ruimtelijke spreiding in de horizontale richting bijna geen rol speelt. Bij regionaal grondonderzoek speelt de ruimtelijke spreiding wel een rol. In de bepaling van de karakteristieke schatting is deze factor meegenomen in de berekeningsmethode. De berekeningsmethode komt verder veel overeen met die van lokaal grondonderzoek. De verschillen tussen metingen van regionaal onderzoek zijn mogelijk groter, vanwege de ruimtelijke spreiding. Op grond van de overeenkomsten van de berekeningsmethode is het waarschijnlijk dat het effect van meer metingen een gelijksoortig verloop zal laten zien als bij dit onderzoek is aangetoond.

Het TRWG (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2001) geeft aan dat alle typen dijken in beginsel gelijk zijn. De meest voorkomende grondsoorten in dijken zijn zand, klei en veen, met een groot scala van onderlinge mengverhoudingen. De samenstelling van het rivierdijken kan over korte afstanden erg variëren. De geologische opbouw van zeedijken lijkt wat meer op elkaar. De uitkomsten van het onderzoek zijn van toepassing op zee- en rivierdijken die, net zoals de in dit onderzoek aangenomen dijk, een geologische opbouw hebben die bestaat uit klei en zand.

De schuifsterkteparameters die gebruikt zijn in dit onderzoek zijn gebaseerd op sonderingen. Een alternatieve methode voor de bepaling van de c' en de ϕ' is de CU-triaxiaalproef, welke wordt aanbevolen door de Technische Adviescommissie (Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, 2001). De afnemende onzekerheid van de stabiliteitsfactor als gevolg van de afnemende variabiliteit van de karakteristieke schatting, is bij deze methode mogelijk waarschijnlijk ook aanwezig.

Oldhoff (2013) concludeerde dat de onzekerheid afnam bij een hoger aantal metingen en dat er dan een 75% kans was dat het toetsingsresultaat hoger uitviel. Bij dit onderzoek is ook gebleken dat het toetsingsresultaat stijgt bij een hoger aantal metingen, ditmaal dus voor de toetsing van macrostabiliteit. Zeker ten opzichte van 3 metingen per 500 meter, is het verschil in de onzekerheid van de stabiliteitsfactor erg groot. Bij 3 metingen is de relatieve spreiding zelfs zo groot, dat afgevraagd moet worden of überhaupt wel een conclusie kan worden getrokken uit de berekende waarde van de stabiliteitsfactor.

6. Conclusie & aanbevelingen

Met de meetgegevens van de aangenomen dijk zijn karakteristieke schattingen berekend voor iedere grondsoort. Hieruit bleek allereerst dat bij alle grondsoorten de gemiddelde karakteristieke schatting toenam en dat de onzekerheid in de karakteristieke schatting afnam, bij een toenemende meetkwantiteit. Verder viel de grote relatieve spreiding op van klei, ten opzichte van zand. Bij klei is de relatieve spreiding bij 5 metingen nog 40%, terwijl bij zand dit bij eenzelfde meetkwantiteit nog maar 0,2% is.

De stabiliteitsfactor neemt eveneens toe bij een grotere meetkwantiteit tot 10 à 15 metingen. De onzekerheid neemt sterk af bij relatief weinig metingen. Het effect op de onzekerheid houdt aan tot ongeveer 13 metingen. Vanaf deze meetkwantiteit is de afname in de relatieve spreiding nog maar 1 procentpunt. Bij 3 metingen is de relatieve spreiding 60%. Bij 12 metingen neemt deze af tot 23%. Dit betekent dat er met 95% kans kan worden gesteld dat de gemiddelde berekende stabiliteitsfactor maximaal 23% afwijkt van het 2,5^e percentiel. De kleinere onzekerheid resulteert in een verbeterd inzicht in de sterkte van de dijk. Daarmee daalt dus de kans dat een dijk anders wordt beoordeeld dan de werkelijke sterkte van de dijk.

De getrokken conclusies hebben alleen betrekking op de karakteristieke schattingen voortkomend uit metingen van sonderingen. Het wordt daarom aanbevolen te onderzoeken wat het effect bij meer metingen is wanneer CU-triaxiaalproeven worden uitgevoerd bij de toetsing van macrostabiliteit. Verder is dit onderzoek gebaseerd op een dijk met een mengeling van klei en van zand. Op basis van dit onderzoek kunnen geen uitspraken worden gedaan over dijken met veenlagen. Voor dijken met veen is het daarom aanbevolen te onderzoeken wat het effect van meer metingen is bij die grondsoort.

Het is aanbevolen verder te onderzoeken wat de meerwaarde is van het meer meten op de kruin dan binnen- en buitendijks. Met de sonderingen op de kruin worden zowel gegevens verzameld over de lagen in de kruin, maar ook over de onderliggende grondlagen. Omdat de ruimtelijke spreiding bij lokaal grondonderzoek verder geen rol speelt, kan hier mogelijk efficiënter worden omgesprongen met metingen.

Bibliografie

- Allsop, W., Kortenhaus, A., & Morris, M. (2007). Failure Mechanisms for Flood Defence Structures. Integrated Flood Risk Analysis. Opgehaald van <http://www.floodsite.net/>
- Chernick, M. (2007). *Bootstrap Methods: A guide for Practitioners and Researchers*. John Wiley & Sons, Ltd, ISBN: 9780471756217.
- Davidson, R., & MacKinnon, J. (2001). *Bootstrap Tests: How Many Bootstraps*. Queen's Economics Department.
- Diaconis, P., & Efron, B. (1983, mei). Computer-Intensive Methods in Statistics. *Scientific American*, pp. 116-131.
- Geologismiki (software). (2007). CPeT.
- Inspectie Leefomgeving en Transport. (2013). *Verlengde derde toets primaire waterkeringen*. Utrecht: ILT Water, Bodem en Bouwen.
- Keersmaekers, R., Maertens, J., & Gemert, D. v. (2005). *Verkennde studie met betrekking tot massabewegingen in de vlaamse Ardennen. Deel II Geotechnisch onderzoek van enkele representatieve sties onderhevig aan massabewegingen*. Vlaamse Gemeenschap AMINAL, Bouwmaterialen.
- McClave, J., Benson, P., Sincich, T., & Knypstra, S. (2011). *Statistiek*. Amsterdam: Pearson Education Benelux BV, ISBN: 978-90-430-1965-1.
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007b). *Hydraulische Randvoorwaarden primaire waterkeringen*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007c). *Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.
- Oldhoff, R. (2013). *Meetkwantiteit versus toetsingskwaliteit*. Universiteit Twente, BZ Innovatiemanagement, Water Management & Engineering, Deventer.
- Rémai, Z. (2012, 08 25). Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. *periodica polytechnica*, pp. 39-44.
- Rijkswaterstaat - Dienst Weg en Waterbouw. (2007a). *Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende grondconstructies*. Den Haag: Minister van Verkeer en Waterstaat, Expertise Netwerk Waterstaat.
- Robertson, P. (1990). Soil Classification Using The Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal*, 151-158.
- Robertson, P. (2009). Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *NRC Research Press Web site*, 1337-1355.
- Robertson, P., & Cabal, K. (2012). *Guide to Cone Penetration Testing*. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Schultz van Haegen-Maas Geesteranus, M. (2014, maart 13). Toelichting. *Staatscourant*, pp. 11-13.
- technische adviescommissie voor de waterkeringen. (1985). *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - deel 1 bovenrivierengebied*. 's-Gravenhage: Staatsuitgeverij.

- technische adviescommissie voor de waterkeringen. (1998). *Grondslagen voor waterkeren*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V.
- technische adviescommissie voor de waterkeringen. (2001). *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*. Delft: technische adviescommissie voor de waterkeringen.
- Van der Meer, Spoorenberg, Halter, Rijnveld, Nederpel, Niemeijer, . . . Kruiver. (2012). *Technisch Rapport schematiseren bij dijken*. expertisenwerk waterveiligheid.
- Van der Meij. (2012, januari). Afschuiving langs een vrij glijvlak. *Geotechniek*, pp. 34-37.
- Verruijt, A., & Baars, S. v. (2007). *Grondmechanica*, ISBN: 978-90-6562-058-3
- Waterwet (2009, 29 januari)*. (2015, januari 3). Opgehaald van <http://wetten.overheid.nl/BWBR0025458/>
- Zwanenburg, C., Duinen, A. v., & Rozing, A. (2013). *Technisch Rapport Macrostabieliteit*. Delft: Deltares.

Bijlage I: de partiële veiligheidsfactor

De partiële veiligheidsfactor verdisconteert onzekerheden die tijdens het proces van toetsing ontstaan. De partiële veiligheidsfactor bestaat uit de schematiseringsfactor(γ_b), de materiaalfactor(γ_m), de schadefactor(γ_n) en de modelfactor(γ_d) (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 1985):

$$\gamma_r = \gamma_b * \gamma_d * \gamma_m * \gamma_n \quad (19)$$

Omdat niet van elk punt metingen beschikbaar zijn, worden aannames gedaan ten aanzien van de grondopbouw. Dit gebeurt door het interpoleren van metingen. Door de aanname van de grondopbouw, ontstaat onzekerheid. Deze vorm van onzekerheid wordt verdisconteerd met de schematiseringsfactor. Voor de methode Bishop is deze standaard gesteld op 1,3. Deze onzekerheid die wordt verdisconteerd met de schematiseringsfactor is een 'rest-onzekerheid'. De waterspanningen en de bodemopbouw dienen zo te worden geschematiseerd, dat de kans op gemiste geulen of geulen, of een verkeerde classificatie van de grondlaag klein is en de waterspanning naar verwachting niet groter zal zijn (Rijkswaterstaat - Dienst Weg en Waterbouw, 2007a).

Een deel van de onzekerheden in de geotechnische laageigenschappen, de cohesie en de inwendige hoek van wrijving, wordt verrekend in deze factor. In de schadefactor wordt het gewenste betrouwbaarheidsniveau meegenomen dat geëist is vanuit het rapport hydraulische randvoorwaarden (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007b). De modelfactor verdisconteert onzekerheden voortkomend uit het gekozen model, in dit geval de methode Bishop. De grootte van de modelfactor is bij deze methode 1,0.

Het toetsingsresultaat wordt met een 'voldoende' beoordeeld als de uitkomst van de berekening groter is dan 1. (Rijkswaterstaat - Dienst Weg en Waterbouw, 2007a). Het toetsingsresultaat wordt berekend door de stabiliteitsfactor (F_s) te delen door de veiligheidsfactor (γ_r).

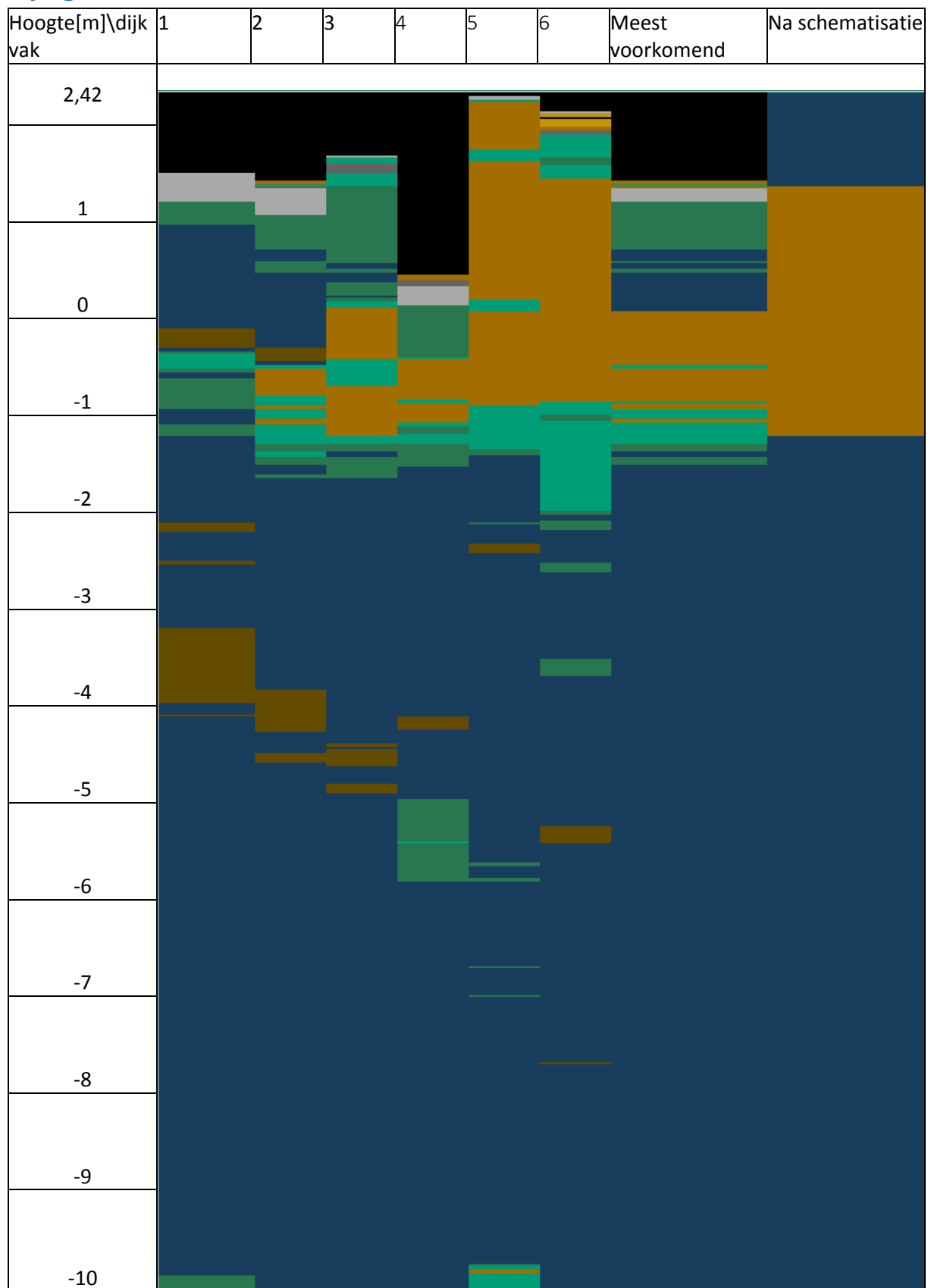
$$z = \frac{F_s}{\gamma_r} = \frac{F_s}{\gamma_b * \gamma_d * \gamma_m * \gamma_n} \geq 1 \quad (20)$$

γ_b	schematiseringsfactor	γ_d	modelfactor
γ_m	materiaalfactor	γ_n	schadefactor
γ_r	veiligheidsfactor	F_s	stabiliteitsfactor
z	verdisconteerde stabiliteitsfactor		

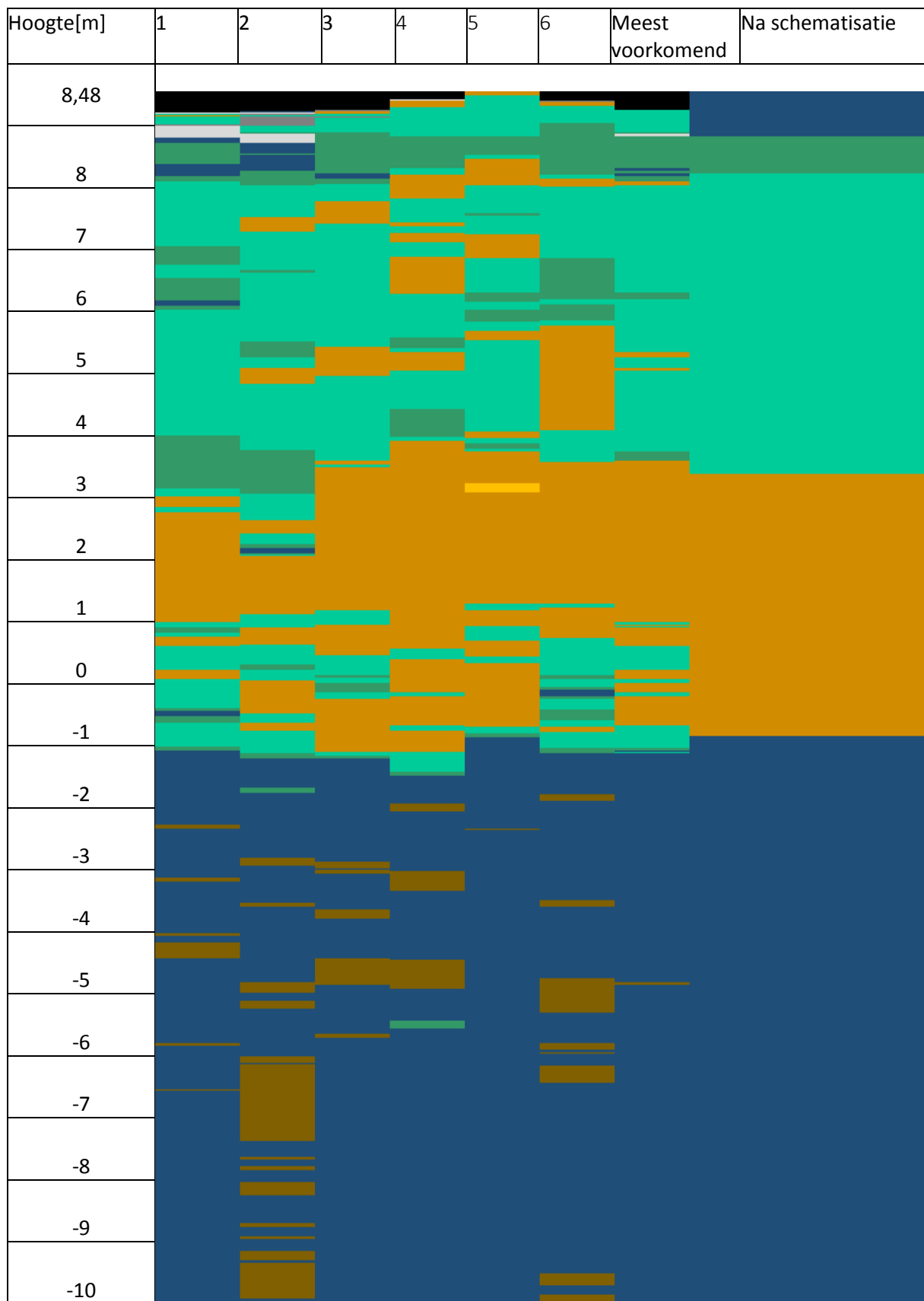
Per situatie varieert de partiële veiligheidsfactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit bij toetsing met behulp van de methode Bishop tussen de minimaal 1,43 tot maximaal 2,54 (technische adviescommissie voor de waterkeringen, 1985), (Rijkswaterstaat - Dienst Weg en Waterbouw, 2007a).

Volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007c) is de schematiseringsfactor standaard 1,3 bij de bepaling van de stabiliteitsfactor met de methode Bishop. In een nieuwe, nog niet vigerende leidraad, is de schematiseringsfactor niet meer één vast getal, maar is het afhankelijk van onder andere de lengte van de dijk, het gewenste betrouwbaarheidsniveau van de gehele dijk en de kans dat macrostabiliteit mag optreden. Tot slot worden ook nadelige scenario's meegenomen met deze bijbehorende kans. Een voorbeeld van een nadelig scenario is een goed waterdoorlatende zandlens binnen een kleilaag. Op deze manier is het mogelijk een scherpere schematiseringsfactor toe te passen en kan met een grotere nauwkeurigheid de sterkte van de dijk worden bepaald.

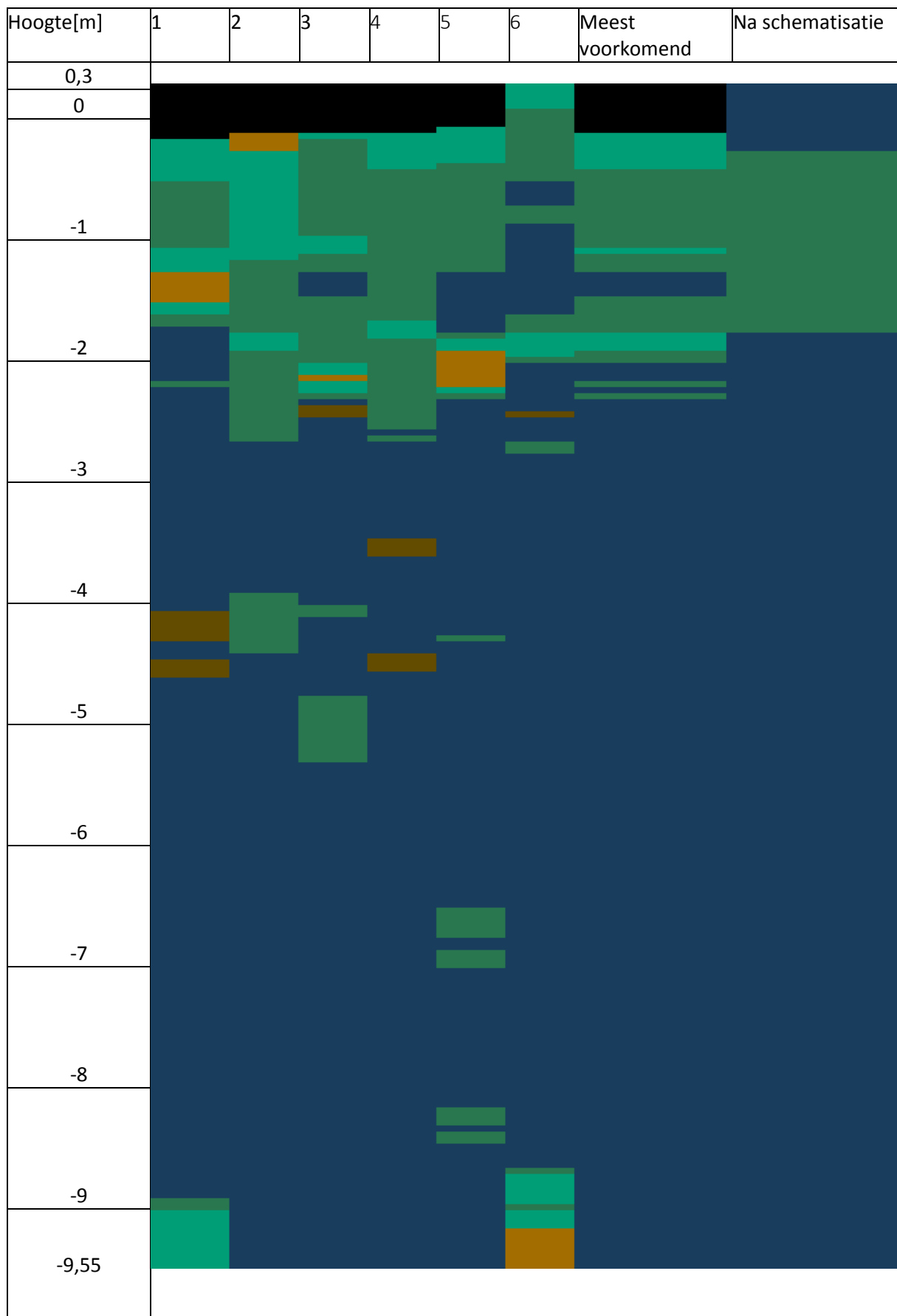
Bijlage II: bodemidentificatie



figuur 32: bodemidentificatie binnendijk

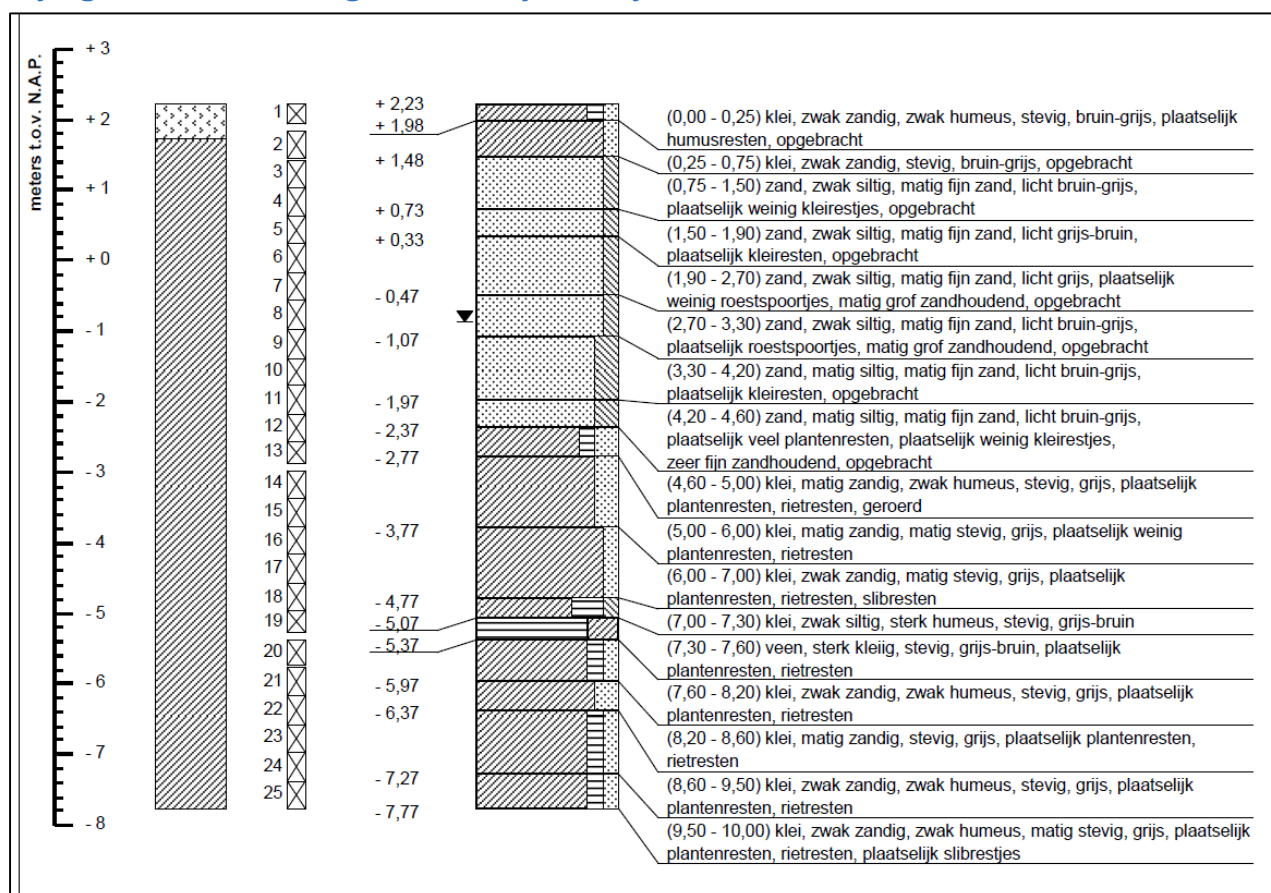


figuur 33: bodemidentificatie kruinhoogte



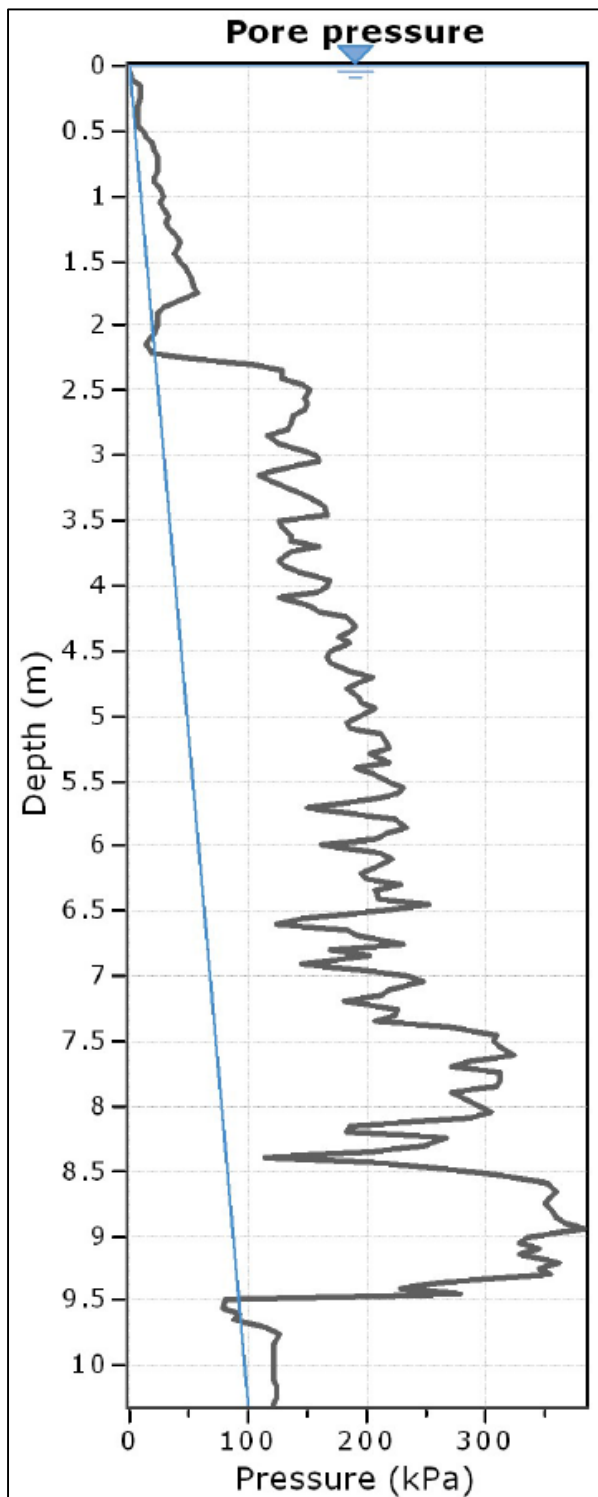
figuur 34: bodemidentificatie buitendijk

Bijlage III: veldboring binnendijk in dijkvak



figuur 35: veldboringen binnendijk in dijkvak

Bijlage IV voorbeeld waterspanning bij sondering 17



figuur 36: CPeT software (Geologismiki)