

Dijken op veen

Eindrapport

dr. ir. C. Zwanenburg
ing. H.T.J. De Bruijn
ing. G. de Vries

1203768-000

Disclaimer

Dit rapport beschrijft de mogelijke consequenties die de resultaten van de uitgevoerde veldproeven voor de geplande versterking van de Markermeerdijken kunnen hebben. Benadrukt wordt dat de gebruikte rekenmethoden geen goedgekeurde ontwerpenmethoden voor dijken zijn. In vervolgstappen worden de behaalde resultaten verder onderbouwd en ingepast in geschikte ontwerpmethodieken.

Titel
Dijken op veen

Opdrachtgever RWS Waterdienst	Project 1203768-000	Kenmerk 1203768-000-GEO-0027	Pagina's 176
---	-------------------------------	--	------------------------

Trefwoorden
Dijken op Veen, stabiliteit, Markermeerdijken, praktijkproeven, veengedrag






Samenvatting
Er bestaat grote onduidelijkheid over de vraag hoe de sterkte van veen ten behoeve van de toetsing van bestaande waterkeringen moet worden bepaald en in berekeningen moet worden toegepast. Dit heeft geleid tot het onderzoeksproject Dijken op Veen. Veldproeven spelen een belangrijke rol in het onderzoeksproject. Aansluitend bij dit onderzoek is een uitgebreid laboratorium- en veldonderzoek uitgevoerd. Voorafgaand aan het onderzoek zijn 7 werkwijzen vastgesteld waarop de sterkte van veen kan worden bepaald en in berekeningen worden toegepast.

Er zijn vier proeven succesvol uitgevoerd. De vier proeven kunnen worden onderverdeeld in twee categorieën. De eerste categorie betreft de Single Stage loading test. Hier wordt de ondergrond direct belast tot bezwijken. De tweede categorie betreft de Multi Stage loading test. In deze categorie wordt een voorbelasting aangebracht. Het doel van de voorbelasting is het verhogen van de sterkte op een wijze die vergelijkbaar is met de belastingsituatie onder een dijklichaam.

Dit rapport concentreert zich op de consequenties van de uitkomsten voor het onderzoek voor de stabiliteit van de Markermeerdijken.

Het onderzoek toont aan dat de sterkte van veen hoger is dan volgt uit de werkwijze voor het bepalen van de sterkte eigenschappen zoals die is voorgeschreven in de vigerende leidraden. Uit het onderzoek volgt richting voor het vervolgonderzoek, zoals het gebruik van de DSS proef, mogelijk geschikte betere modellen en verder uit te werken fundamentele onderzoeksvragen. Uit de doorvertaling van de onderzoeksresultaten naar het dijktraject Hoorn – Amsterdam volgt dat een aanzienlijke reductie in de voorgenomen dijkversterking mogelijk is met een betere beschrijving van het veengedrag. In dat geval zou van de voorgenomen versterking met een totale lengte van circa 30 km voor de helft van het traject geen versterking nodig blijken en voor het resterende deel zou de omvang van de dijkversterking tot minder dan de helft kunnen worden teruggebracht. Benadrukt wordt dat de gebruikte rekenmethoden geen goedgekeurde ontwerpenmethoden voor dijken zijn. In vervolgstappen worden de behaalde resultaten verder onderbouwd en ingepast in geschikte ontwerpmethodieken.

Referenties
RWS/WD-2011/1656, zaaknummer 31050474

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
04	okt 2012	ing. H.T.J. de Bruijn		Dr. ir. M.A. Van		Ing. A.T. Aantjes	
		dr.ir. C. Zwanenburg					
		ing. G. de Vries					

Status
definitief

Samenvatting

Aanleiding en doelstelling praktijkonderzoek Dijken op Veen

Dijken op veen zijn dijken met een relatief dikke veenlaag in de ondergrond zoals onder andere de Markermeerdijk. In de vijfjaarlijkse toetsing, zoals voorgeschreven in de Waterwet, voorheen wet op de waterkering, is het traject Hoorn - Amsterdam Noord afgekeurd. Als gevolg hiervan zijn verbeteringsplannen opgesteld. De verschillende varianten, gebaseerd op de vigerende leidraden en kennis, geven aan dat er een zware dijkversterking nodig is, bijvoorbeeld met lange stabiliteitsbermen. Langs het traject zijn enkele historische dorpskernen gelegen waar een dergelijke zware dijkversterking lastig in te passen is. Het afkeuren en het relatief zware ontwerp van de dijkversterking is enerzijds opmerkelijk omdat de waterkering in het recente verleden een Zuiderzeedijk is geweest en toen hogere waterstanden heeft gekeerd dan het huidige maatgevend hoogwater. Anderzijds wordt opgemerkt dat de waterstanden destijds kortdurend waren, terwijl het huidige maatgevend hoogwater uitgaat van een langere hoogwaterperiode. Voor het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier is het belangrijk meer inzicht in het gedrag van het dijklichaam en ondergrond te krijgen zodat waar mogelijk de dijkversterking kan worden geoptimaliseerd. Deze optimalisatie leidt niet alleen tot kostenbesparing, maar spaart ook landschappelijke en andere waarden terwijl toch het geëiste veiligheidsniveau is gegarandeerd.

In het verleden werd, in Nederland, de sterkte van grond, ten behoeve van de toetsing van de stabiliteit van waterkeringen, bepaald met behulp van de celproef. Circa 10 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. De onduidelijkheid over de parameterbepaling zorgt, onder andere voor vertraging van dijkversterkingsprojecten. Immers, een mogelijk toekomstige wijziging in parameterbepaling zou dan tot gevolg kunnen hebben dat recent versterkte dijken of in uitvoering zijnde versterkingen overgedimensioneerd zijn of bij toetsing opnieuw worden afgekeurd. Voor de Waterdienst van Rijkswaterstaat is het van belang dat er duidelijkheid komt in de wijze waarop de sterkte eigenschappen van veen bepaald dienen te worden.

Met de huidige laboratoriumproeven en veldmeettechnieken kan op een aantal verschillende manieren de sterkte van de ondergrond worden bepaald. Dit zijn de potentiële alternatieven voor de niet meer in gebruik zijnde celproef. Het praktijkonderzoek Dijken op Veen heeft als doel het veengedrag qua sterktebijdrage aan een dijk beter te begrijpen, te beschrijven en te kunnen bepalen. Het onderzoek bestaat uit het uitvoeren van 5 grote bezwijkproeven, waarbij de veenlaag in de ondergrond tot bezwijken wordt gebracht. Deze bezwijkproeven zijn uitgevoerd in het veld, in de directe nabijheid van de waterkering. Met behulp van deze proeven kan de maximaal te mobiliseren schuifweerstand van het veen in het veld worden bepaald. De waarde van de sterkte die uit de veldproeven volgt kan vervolgens met de resultaten van de laboratoriumproeven en veldmeettechnieken worden vergeleken. Op deze wijze volgt welke laboratoriumproeven en veldmeettechnieken het beste aansluiten bij de proefresultaten. Tevens wordt inzichtelijk gemaakt wat het verschil is tussen de daadwerkelijk te mobiliseren sterkte van het veen en de sterkte die volgt uit de werkwijze conform de huidige leidraden en Technische Rapporten. Dit is, kort samengevat, de korte termijn doelstelling van het onderzoek. De lange termijn doelstelling is het opstellen van een materiaalmodel voor veen. Analyse van de veldproeven die in het kader van het

praktijkonderzoek Dijken op Veen zijn uitgevoerd tonen de verschillen in waargenomen grondgedrag en de thans beschikbare rekenmodellen. Uit deze verschillen ontstaat een beeld hoe bruikbaar de huidige rekenmodellen zijn voor het modelleren van veengedrag. Vervolgens, vormen deze waargenomen verschillen de basis voor het opstellen van een materiaalmodel.

Opzet van het onderzoek

Voorafgaand aan het onderzoek zijn 7 werkwijzen vastgesteld waarmee de sterkte van veen kan worden vastgesteld en in berekeningen in rekening kan worden gebracht. Een werkwijze, zoals in dit rapport bedoeld kent de volgende onderdelen:

- 1 Een keuze van de thans beschikbare laboratoriumproeven of veldmeettechnieken; er zijn meerdere laboratoriumproeven en veldmeettechnieken beschikbaar elk met hun eigen voor- en nadelen.
- 2 Een keuze uit het vaststellen van een uitvoeringswijze van de proef; de meeste laboratoriumproeven kunnen op meerdere manieren worden uitgevoerd.
- 3 Een keuze uit de verschillende definities van bezwijken van een monster in een laboratoriumproef.
- 4 Deze keuzes staan in relatie tot een rekenmodel waarmee de stabiliteit wordt uitgerekend, verschillende rekenmodellen hebben verschillende invoerparameters nodig.

Met de beschikbare keuzemogelijkheden zijn meer combinaties mogelijk dan de 7 vooraf vastgestelde werkwijzen. Echter, op basis van de dagelijkse praktijk van het toetsen van de stabiliteit van waterkeringen zijn de meest realistische werkwijzen opgesteld. De eerste van de 7 werkwijzen is de werkwijze die in de vigerende leidraden is beschreven en die tevens is toegepast voor de toetsing en het ontwerp van de versterking van de huidige Markermeerdijk.

De locatie waar de bezwijkproeven zijn uitgevoerd is gekozen op basis van opbouw van de ondergrond, de resultaten van berekeningen die ten behoeve van de toetsing zijn uitgevoerd en de beschikbaarheid. De uitvoeringslocatie betreft een weiland direct achter het dijklichaam ten noorden van Uitdam. In de toetsing is het nabijgelegen dwarsprofiel aangeduid met dijk 28 dwarsprofiel 71,4. Ter plaatse van de proeflocatie bestaat de ondergrond uit 10 m slappe lagen waarvan de bovenste 4,5 m uit veen bestaat. In deze veenlaag zijn de proeven uitgevoerd.

Vervolgens is het veld- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd om de benodigde parameters voor de 7 werkwijzen vast te stellen. Het veldonderzoek is uitgevoerd op het terrein waar de bezwijkproeven zijn uitgevoerd. Al het monstermateriaal dat is gebruikt voor de laboratoriumproeven komt uit de directe omgeving van de bezwijkproeven.

In totaal zijn 4 bezwijkproeven in het veld uitgevoerd. De vijfde proef is momenteel in opbouw. Een van de veldproeven, veldproef nummer 3, is bezweken door een onbedoelde voortijdige verlaging van het slootpeil. In plaats daarvan is een vervangende proef opgestart. Deze laatste veldproef wordt later gerapporteerd en valt buiten de afbakening van de voorliggende rapportage. De uitvoering van de veldproeven 1 en 2 is anders dan de uitvoering van de veldproeven 4 en 5. Bij de veldproeven 1 en 2 is de ondergrond direct tot bezwijken gebracht. Hiertoe is een rij van vier containers geplaatst en is vervolgens voor de rij containers een sloot gegraven. De containers zijn op afstand gevuld met water. In de laatste fase van de proef is de waterstand in de sloot verlaagd. Het vullen van de containers en het verlagen van

de waterstand in de sloot vormen de belasting die op de ondergrond is aangebracht om het veen onder de containers te laten bezwijken.

De uitvoering van de veldproeven 4 en 5 bestaat uit het vooraf plaatsen van een stapel betonplaten en het graven van de sloot. Vervolgens is een wachttijd van circa 2,5 maanden aangehouden. In deze periode vindt samendrukking van de ondergrond plaats en neemt de sterkte onder de betonplaten toe. Dit proces is vergelijkbaar het samendrukken van de veenlaag onder het dijklichaam. Na de wachttijd zijn de containers op de betonplaten gezet en op afstand gevuld met water en is vervolgens de waterstand in de sloot verlaagd.

De proeven zijn in duplo uitgevoerd om de reproduceerbaarheid van de resultaten te controleren.

De sterkte van grond wordt mede bepaald door de waterspanningen in de ondergrond. Een verhoging van het meerpeil zal leiden tot een verhoging van de waterspanning in de onderliggende zandlaag en daarmee de sterkte van het achterland beïnvloeden. Om de verwachte respons van de waterspanning in de zandlaag op een stijging van het markermeerpeil in te schatten zijn in het kader van het praktijkonderzoek Dijken op Veen peilbuizen geplaatst en is de respons op een kleinere fluctuatie in het markermeerpeil gemeten. De respons die hieruit volgde is gebruikt in de berekeningen, naast de uitgangspunten die op dit punt in de toetsing zijn opgesteld.

Resultaten van het onderzoek

Een van de 7 werkwijzen voor het bepalen van de sterkte van veen is de werkwijze die in de vigerende leidraden is beschreven. Dit is ook de werkwijze waarop de sterkte eigenschappen zijn bepaald voor de toetsing van de Markermeerdijken en het opstellen van de daarop volgende ontwerpplannen. Uit de vergelijking tussen berekeningsresultaten gebaseerd op deze werkwijze en de resultaten van de veldproeven volgt de conclusies dat de huidige werkwijze de sterkte van het veen onderschat. Op basis van berekeningen met de sterkte eigenschappen die conform de vigerende leidraden zijn bepaald wordt bezwijken in een vroege fase, voor het aanbrengen van de belasting, van de veldproef voorspeld. In werkelijkheid trad bezwijken op aan het einde van de proef na het aanbrengen van de belasting, tijdens het verlagen van de waterstand.

De veldproeven zijn nagerekend met behulp van de huidige rekenmodellen. Deze modellen gaan uit van cirkelvormige glijvlakken, die niet in de proeven zijn waargenomen. Echter, elk model is een vereenvoudiging van de werkelijkheid. Momenteel zijn geen goede modellen voor het beschrijven van het gedrag van veen beschikbaar. Het doel van het onderzoek is dan ook om op termijn een goed model op te stellen. Bij gebrek aan betere adviesmodellen zijn de huidige modellen gebruikt bij de analyse van de proeven. Door grootschalige bezwijkproeven uit te voeren en deze te analyseren met de huidige modellen worden de grenzen van het geldigheidsgebied van de modellen vastgesteld en wordt ervaring opgedaan met betrekking tot het voorspellend vermogen van de modellen. Onder de aanname dat de huidige modellen gebruikt kunnen worden voor de analyse van de proeven zijn de volgende resultaten uit de vergelijking tussen de bezwijkproeven en de berekeningen gevonden:

- Alle rekenmethoden gebaseerd op gedraineerde sterkte – eigenschappen cohesie, c' en hoek van inwendige wrijving ϕ' onderschatten de stabiliteit die in de proeven zijn waargenomen. De huidige werkwijze, waarop de toetsing en het ontwerp van de dijkversterking zijn gebaseerd, is een van deze methoden. Dit is het gevolg van de lage spanningen in de ondergrond, waardoor in deze type berekeningen de sterkte van de grond voornamelijk wordt bepaald door cohesie, c' . Uit de proeven volgde, conform de

vooraf vastgelegde analyse methoden, lage waarden voor de cohesie en daarmee een lage waarde voor de sterkte van het veen in de proef. De methoden gebaseerd op gedraineerde sterkte – eigenschappen cohesie, c' en hoek van inwendige wrijving φ' voorspelden bezwijken tijdens het ontgraven van de sloot. In werkelijkheid konden de 5 sloten zonder problemen worden ontgraven en de waterstand in de sloten maximaal worden verlaagd zonder stabiliteitsproblemen aan de niet belaste randen.

- De methoden gebaseerd op de ongedraineerde sterkte, s_u , leiden wel tot enige significante sterkte bij lage spanningen en sluiten daarmee beter aan op de waarnemingen uit de veldproeven.
- Met berekeningen aan de hand van eindige elementen methode kon achteraf de veldproeven goed worden gesimuleerd. Het opstellen van een nauwkeurige voorspelling bleek niet goed mogelijk.
- Bij het uitvoeren van eindige elementen berekeningen ontstonden problemen als gevolg van de lage spanningen in het veen en de grote rekken die niet goed konden worden gemodelleerd, ook niet met de daarvoor bedoelde rekensettings. De geconstateerde scheurvorming kon niet worden gereproduceerd en het bleek dat de initiële condities van het terrein van invloed zijn op de rekenresultaten. Om de initiële condities goed te modelleren is het noodzakelijk om de geschiedenis van het terrein in de berekening na te bootsen.
- Het berekenen van de stabiliteit van een bestaande waterkering is anders dan het berekenen van de stabiliteit van een nieuw te bouwen dijklichaam tijdens de bouwphase. Bij de berekening van de stabiliteit van een bestaand dijklichaam zijn de initiële condities erg belangrijk. Bij de aanleg van nieuwe dijk is de aangebrachte belasting en de daarbij behorende spanningsreactie in de ondergrond al snel zodanig groot dat de initiële spanningscondities er niet meer toe doen. Echter, in de huidige toetspraktijk wordt de stabiliteit van bestaande dijken op dezelfde wijze berekend als de stabiliteit van nieuw te bouwen dijken en is de belastingsgeschiedenis niet goed meegewogen.
- Uit de vergelijking tussen de resultaten van de bezwijkproeven en de 7 werkwijzen voor het bepalen van de sterkte-eigenschappen van veen blijkt dat de Direct Simple Shear proef, DSS-proef, goed aansluit bij de resultaten uit de veldproeven. Belangrijk hierbij is dat de spanningscondities in het monster is teruggebracht naar een spanningsniveau die ook op het monster actief was voor deze werd gestoken. Vervolgens dient het monster ongedraineerd te worden afgeschoven.

De conclusie dat de resultaten van de DSS-proef goed overeenkomen met de resultaten van de bezwijkproeven sluit aan bij de resultaten van het SBW onderzoek Macrostabiliteit. In dit onderzoek is reeds voorgesteld om bij de bepaling van de sterkte van veen gebruik te maken van de DSS proef.

Tijdens de uitvoering van de proeven zijn een aantal fenomenen waargenomen die mogelijk voor het beschrijven van het sterkte gedrag van veen van belang zijn, maar die niet in de huidige rekenmodellen zijn opgenomen. Deze onderwerpen zijn van belang voor modelontwikkeling dat in het vervolgonderzoek verder wordt uitgewerkt. In willekeurige volgorde worden de volgende punten genoemd:

- De aanwezigheid van gas in het veen.
- De snelle afname van waterspanning tijdens het aanbrengen van de belasting in het veen waardoor het gedrag als gedeeltelijk gedraineerd kan worden beschouwd.
- Het onderscheid tussen grote vervormingen en bezwijken is lastig te maken.
- Het gevonden bezwijkmechanisme heeft een andere vorm dan in de dagelijkse ingenieurspraktijk wordt aangenomen.

- De spanningen in het veen, aan de teen en achterland van de dijk, zijn erg laag. Het reproduceren van deze lage spanningen in laboratoriumproeven of numerieke berekeningen levert veel problemen op.
- In alle proeven speelde scheurvorming een grote rol. In de huidige modellering van veen wordt weinig aandacht besteed aan scheurvorming.

Wat betekenen de onderzoeksresultaten voor de dijkversterking Hoorn – Amsterdam?

Om een indruk te geven wat de onderzoeksresultaten kunnen betekenen voor de bepaling van de stabiliteit van de Markermeerdijken zijn voor 5 dwarsprofielen nieuwe berekeningen uitgevoerd. Opgemerkt wordt dat deze berekeningen geen toetsing van het dijkvak inhouden noch kunnen worden beschouwd als een alternatief voor de dijkversterking. De berekeningen geven een indruk van de potentiële winst die te verwachten is als de resultaten, na aanvullende studie, inclusief verbetering van de rekenmodellen zouden worden toegepast.

De 5 profielen bestaan uit het dwarsprofiel van het dijklichaam ter plaatse van het proefveld waar de bezwijkproeven zijn uitgevoerd en 4 dwarsprofielen die representatief worden geacht voor verschillende delen van het dijkvak Hoorn – Amsterdam. De doorvertaling van de resultaten van het proefveld naar het dijkvak Hoorn – Amsterdam is daarmee in twee stappen uitgevoerd. Eerst van het proefveld naar het dwarsprofiel van het dijklichaam ter plaatse van het proefveld en vervolgens van deze doorsnede naar de aangrenzende dijkvakken.

Voor de gekozen dwarsprofielen zijn voor twee varianten stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. De *eerste* variant is gebaseerd op de verwachte sterkte van veen. Deze verwachte sterkte is bepaald aan de hand van de ervaring die met de veldproef is opgedaan. De verwachte sterkte is bepaald aan de hand van voor de specifieke locatie uitgevoerde aanvullende DSS proeven. Onder andere rondom het uitvoeren en interpreteren van deze proeven op veen zijn enkele onderzoeksvragen geformuleerd die in vervolgonderzoek worden uitgewerkt. Omdat de resultaten van het vervolgonderzoek kunnen leiden tot een bijstelling van de verwachte sterkte van veen is ook een tweede type berekening uitgevoerd. Het *tweede* type is gebaseerd op een robuuste verwachting van de sterkte van veen. Ook de robuuste verwachting is opgesteld aan de hand van de ervaring met de veldproeven en de aanvullend uitgevoerde DSS proeven.

Uit de berekeningen met de verwachte sterkte, variant 1, volgt dat voor 3 van de 4 berekende dwarsprofielen (representatief voor 15,67 km van het dijkvak Hoorn – Amsterdam met totale lengte 28,57 km) het huidige dwarsprofiel op deze rekenwijze zou voldoen aan de gestelde eisen. Hier is, vanuit geo-technisch oogpunt, geen dijkversterking noodzakelijk. Voor 1 dwarsprofiel (representatief voor 12,9 km van het dijkvak Hoorn – Amsterdam) blijft ondanks de optimalisatie van de sterkte van het veen dijkversterking noodzakelijk. Dit is een profiel waarin weinig veen in het achterland voorkomt. Het verbeteren van de beschrijving van het veengedrag leidt daarmee tot een beperkte verbetering van de stabiliteit. Ondanks dat kan ook hier wel een flinke optimalisatie van het versterkingsprofiel worden gevonden. Een stabiliteitsberm met een lengte van 14 m zou de stabiliteit in voldoende mate garanderen. In het huidige ontwerp wordt uitgegaan van een aan te leggen berm met lengte in de orde van 25 à 30 m.

Om een indruk te krijgen van de robuustheid van de resultaten zijn ook berekeningen uitgevoerd met een gereduceerde sterkte-toename, variant 2. Uit deze berekeningen volgt nu dat voor 2 dwarsprofielen het huidige dijklichaam voldoet aan de gestelde eisen en voor 2 dwarsprofielen nog een versterking nodig is. Deze twee dwarsprofielen zijn representatief voor een traject met een lengte van 13,5 km. Hierbij zijn berm lengten nodig van 8 m en 14 m.

Dit is nog steeds een aanzienlijke reductie en besparing ten opzichte van het opgestelde ontwerp.

Opgemerkt wordt dat in het onderzoek specifiek is gekeken naar de sterkte van veen. De sterkte eigenschappen van de overige, voornamelijk, kleilagen zijn ongewijzigd gebleven. Het is te verwachten dat bij een verbreding van aanvullend onderzoek naar het gedrag van (humeuze) klei een verdere optimalisatie voor het berekenen van stabiliteit te realiseren zal zijn.

Benadrukt wordt dat de hierboven beschreven berekeningsresultaten geen alternatief zijn voor de uitgevoerde toetsing of een alternatief ontwerp voor de dijkversterking weergeeft. Het geeft slechts een schets van de winst die te verwachten is indien de resultaten die op 1 proeflocatie zijn gevonden verder onderbouwd en ingebed in de huidige veiligheidsfilosofie kunnen worden toegepast op het hele dijkvak Hoorn – Amsterdam. Pas na het uitvoeren van het vervolgonderzoek kan een definitief (toets)oordeel op basis van de nieuwe inzichten over het hele traject worden gegeven en eventueel nieuw ontwerp voor de dijkversterking worden opgesteld.

Het vervolg

Bij aanvang van het praktijkonderzoek Dijken op Veen is door Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en Rijkswaterstaat Waterdienst een serie onderzoeksvragen opgesteld. De belangrijkste onderzoeksvragen die vooraf zijn gesteld kunnen als volgt worden samengevat: "Is het zinvol en verantwoord om de voorgenomen dijkversterking langs het Markermeer uit te stellen in afwachting van nader onderzoek naar het gedrag van veen en hoe dit in rekening gebracht dient te worden?".

Met betrekking tot het eerste deel van de vraag, *is het zinvol*, is het antwoord bevestigend en positief. Bij toepassing van de ervaringen van de proeflocatie in de stabiliteitsanalyses van de bestaande waterkeringen ligt er een aanzienlijke reductie van de dijkversterking in het verschiet. Het is daarmee vanuit technisch inhoudelijk optiek zinvol om de dijkversterking uit te stellen en op volle kracht door te gaan met onderzoek ter onderbouwing van de gevonden resultaten.

Het tweede deel van de vraag, *is het verantwoord* de voorgenomen dijkversterking uit te stellen is lastiger te beantwoorden vanuit de resultaten van het onderzoek. De beantwoording van deze vraag kent naast technische inhoudelijke ook maatschappelijke aspecten. Het uitgevoerde onderzoek richt zich volledig op de technisch inhoudelijke vraag omtrent het gedrag en de sterkte van veen. Vanuit de technische invalshoek is het volgende antwoord op deze vraag geformuleerd.

De dijkstrekking is momenteel afgekeurd op basis van stabiliteitsberekeningen die zijn opgesteld aan de hand van de vigerende leidraden en voorschriften. Aan de hand van deze leidraden en voorschriften zijn sterkte-eigenschappen afgeleid. Deze sterkte eigenschappen zijn gebaseerd op het begin van vervormen van het dijklichaam en ondergrond. Dit houdt in dat indien de aldus afgeleide sterkte wordt overschreden er weliswaar vervorming van het dijklichaam optreedt, maar nog geen directe inundatie van het achterland dreigt. Dit standpunt wordt voor dit dijktraject versterkt door het feit Maatgevend Hoog Water langs het traject varieert van NAP + 0,68 m tot +0,78 m terwijl de kruinhoogte op circa NAP + 2,60 m tot +3,40 m is gelegen. Dit betekent dat indien er onverhoopt een afschuiving optreedt onder hoogwateromstandigheden, conform de uitgevoerde toetsberekeningen op basis waarvan het dijklichaam is afgekeurd, er voldoende tijd beschikbaar is voor het uitvoeren van

noodzakelijke (nood-)maatregelen. In de periode waarin het vervolgonderzoek wordt uitgevoerd en daarmee de dijkversterking wordt uitgesteld kan de veiligheid gewaarborgd blijven door een verscherpt toezicht eventueel in combinatie met een adequate monitoring van een deel van het dijklichaam en beschikbare uitgewerkte scenario's voor hoogwatersituaties. In de verantwoording van het uitstellen van de dijkversterking in afwachting van de resultaten van het vervolgonderzoek, kan de uitvoering van een proefbelasting op het dijklichaam een belangrijke rol spelen.

Door het uitvoeren van een proefbelasting op een sectie van de huidige Markermeerdijk kunnen de conclusies met betrekking tot de standzekerheid verder worden onderbouwd. Door stapsgewijs gecontroleerd de belasting op een sectie uit de Markermeerdijk te verhogen en vervolgens de vervormingen van het dijklichaam en ondergrond en de waterspanningen in het dijklichaam en ondergrond te meten kan het gedrag van het dijklichaam worden vastgesteld. Deze proef levert een verdere onderbouwing op van de conclusies met betrekking tot de standzekerheid van de Markermeerdijken. Tevens wordt met de uitvoering van de proef ervaring opgedaan met de grootte van de vervormingen die een dijklichaam ondergaat tijdens het optreden van hoogwater. Deze informatie kan worden toegepast bij de interpretatie van de vervormingsmetingen van de Markermeerdijk indien wordt besloten de dijkversterking enig tijd uit te stellen en tussentijds de veiligheid te garanderen door onder andere een verscherpt toezicht op basis van monitoring. Tijdens de uitvoering van de proefbelasting kan de waterkerende functie van het dijklichaam worden overgenomen door een tijdelijke damwandconstructie die voor het dijklichaam wordt aangebracht.

Indien wordt besloten de dijkversterking uit te stellen zal nader onderzoek naar het gedrag van veen in relatie tot de stabiliteit van waterkeringen voortvarend moeten worden opgepakt. Een aantal aspecten van dit onderzoek zou logischerwijs plaats kunnen vinden in het SBW-project Macro stabiliteit. Dit betreft met name de inpassing van de onderzoeksresultaten in leidraden en toetsvoorschriften. In het kader van dit SBW-project, zal mede naar aanleiding van de nog te voeren discussie omtrent de uitkomsten van het praktijkonderzoek Dijken op Veen, een plan van aanpak worden opgesteld. Duidelijk is dat dit plan een lange termijn en een korte termijn spoor zal kennen. Het lange termijn spoor richt zich op het opstellen van een materiaalmodel voor veen. Binnen dit project is een inventarisatie van de mogelijkheden, op basis van huidige ontwikkelingen uitgevoerd. Hieruit volgt een richting waarin het lange termijn spoor zich kan ontwikkelen. Het korte termijn spoor richt zich op de inpassing van de huidige onderzoeksresultaten van Dijken op Veen voor de ingenieurspraktijk op de korte termijn. Hierbij kan worden gedacht aan een verdere uitwerking van de toepasbaarheid van de DSS-proef, een aantal voor de hand liggende aanpassingen in de huidige rekentechnieken en de inpassing in de veiligheidsfilosofie. In het korte termijn onderzoek speelt de uitvoering van de zesde proef een grote rol. Ook de proefbelasting op een sectie uit de Markermeerdijk kan hier grote toegevoegde waarde hebben bij het beantwoorden van vragen omtrent de interactie tussen het stijve dijksmateriaal en de slappe ondergrond.

Samenvatting

Het onderzoek toont aan dat de waargenomen sterkte van veen hoger blijkt te zijn dan volgt uit de werkwijze voor het bepalen van de sterkte eigenschappen zoals die is voorgeschreven in de vigerende leidraden. Uit de doorvertaling van de onderzoeksresultaten naar het dijktraject Hoorn – Amsterdam volgt dat een aanzienlijke reductie in de voorgenomen dijkversterking mogelijk lijkt te zijn met een betere beschrijving van het veengedrag. Opgemerkt wordt daarbij dat deze vertaling een indicatief karakter heeft omdat er op dit moment nog wel inhoudelijke vragen zijn over de toepassing van DSS proeven, met name bij lage spanningen en over het combineren van huidige rekenmodellen met deze parameters. In

dat geval zou van de voorgenomen versterking met een totale lengte van circa 30 km voor de helft van het traject geen versterking nodig blijken en voor het resterende deel zou de omvang van de dijkversterking tot minder dan de helft kunnen worden teruggebracht.

De veldproeven zijn nagerekend met behulp van de huidige rekenmodellen. Momenteel zijn geen goede modellen voor het beschrijven van het gedrag van veen beschikbaar. Het doel van het onderzoek is dan ook om op termijn een goed model op te stellen. Bij gebrek aan betere adviesmodellen zijn de huidige modellen gebruikt bij de analyse van de proeven. Door grootschalige bezwijkproeven uit te voeren en deze te analyseren met de huidige modellen worden de grenzen van het geldigheidsgebied van de modellen vastgesteld en wordt ervaring opgedaan met betrekking tot het voorspellend vermogen van de modellen.

Uit het onderzoek volgt richting voor het vervolgonderzoek, zoals het gebruik van de DSS proef, mogelijk geschikte betere modellen en verder uit te werken fundamentele onderzoeksvragen.

Inhoud

Lijst van Tabellen	xiii
Lijst van Figuren	xvii
1 Inleiding	1
1.1 Achtergrond van de proeven	1
1.2 Hoofddoelstellingen project “Dijken op Veen”	2
1.3 Doel van deze rapportage	2
1.4 Kader	3
1.5 Leeswijzer	4
2 Aanpak	5
2.1 Stap 1: Locatiekeuze	5
2.2 Stap 2: Inventarisatie omringende dijkvakken	5
2.3 Stap 3: Uitvoering en analyse veldproeven	6
2.4 Stap 4: Vaststellen stijghoogte onderliggende zandlaag	7
2.5 Stap 5: Vertaling proefresultaat naar omringende dijkvakken	8
2.6 Stap 6: Het vervolg	9
3 Locatiekeuze	11
3.1 Afbakening stap 1	11
3.2 Proeflocatie	11
4 Inventarisatie omringende dijkvakken	13
4.1 Afbakening stap 2	13
4.2 Informatie en ervaring uit de toetsing	13
4.3 Indeling representatieve dijkvakken	15
4.4 Ervaring met het dijkvak	17
4.5 Satellietbeelden	18
4.6 Samenvatting en conclusies inventarisatie omringende dijkvakken	19
5 Uitvoering en analyse veldproeven	21
5.1 Afbakening stap 3	21
5.2 Opzet en uitvoering proeven	21
5.3 Vergelijking proefresultaten met rekenwijzen	24
5.3.1 Toelichting werkwijzen	24
5.3.2 Werkwijze 1	26
5.3.3 Werkwijze 2	27
5.3.4 Werkwijze 3	27
5.3.5 Werkwijze 4	28
5.3.6 Werkwijze 5	28
5.3.7 Werkwijze 6	29
5.3.8 Werkwijze 7	29
5.3.9 Werkwijzen toegepast op de proeven 4 en 5	30
5.4 Conclusies uit analyserapportage	31
6 Uitvoering geo-hydrologische veldmetingen	43
6.1 Afbakening stap 4	43

6.2	Opzet peilbuismeetnet en veldwerk	43
6.2.1	Algemeen	43
6.2.2	Peilbuizen op land	44
6.2.3	Peilbuizen in het Markermeer	45
6.3	Waterstandsmetingen	46
6.3.1	Veldwerk waterstandsmetingen	46
6.3.2	Dataverwerking waterstandmetingen	46
6.4	Uitwerking metingen	47
6.4.1	Hydrogeologische secties en peilbuis metingen	47
6.4.2	Analyse metingen	47
6.4.3	Faseverschuiving	50
6.5	Samenvatting en conclusies	51
7	Vertaling proefresultaat van achterland naar waterkering	55
7.1	Afbakening stap 5	55
7.2	Beschrijving veensoorten	55
7.3	Aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek Markermeerdijk	55
7.4	Fluctuatieschaal	56
7.4.1	Achtergrond	56
7.4.2	Wat is fluctuatieschaal?	57
7.4.3	Beschrijving veensoorten	58
7.4.4	Fluctuaties op cm-schaal; de veldsondemetingen	60
7.4.5	Fluctuaties cm – schaal; laboratoriumproeven	63
7.4.6	Fluctuaties dm – schaal; grote triaxiaalproeven	67
7.4.7	Fluctuaties m- schaal; bezwijkproeven	69
7.4.8	Fluctuaties op kilometerschaal, vergelijking dwarsprofielen	74
7.4.9	Conclusies Fluctuatieschaal	76
7.5	Algemene uitgangspunten berekeningen	78
7.5.1	Modelschematisaties	78
7.5.2	Stijghoogte in eerste watervoerend pakket	79
7.5.3	Freatische grondwaterstanden	79
7.5.4	Verloop waterspanningen over het Holocene pakket	80
7.5.5	Verkeersbelasting	81
7.6	Te hanteren evenwichtsfactoren	81
7.6.1	Inleiding	81
7.6.2	Afleiding toetswaarde bij toepassing van verwachtingswaarde	82
7.6.3	Discussie uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand.	83
7.6.4	Uiterste grenstoestand (grenstoestand 1A)	84
7.6.5	Minimum veiligheidsniveau (grenstoestand 1A)	85
7.6.6	Toelaatbare vervorming (grenstoestand 1B)	85
7.6.7	Bruikbaarheidsgrenstoestand (grenstoestand 2)	86
7.7	Bepaling sterkte eigenschappen	87
7.7.1	Strategie bepaling sterkte eigenschappen van veen	87
7.7.2	Correlatie sonderingen	88
7.7.3	Analyse aanvullend laboratoriumonderzoek	89
7.7.4	Vergelijking correlatie met resultaten aanvullende proeven	90
7.7.5	Bestaande proevenverzameling	92
7.7.6	Parameterbepaling	92
7.8	Berekeningsresultaten	95
7.8.1	Eindig Elementen berekeningen	95
7.8.2	Berekeningen huidige stabiliteit met analytische modellen	99

7.8.3	Resultaten probabilistische analyses	100
7.8.4	Discussie berekeningsresultaten	103
7.8.5	Berekeningen benodigde berm lengte	103
7.9	Samenvatting en conclusies	105
8	Vertaling naar het resterende dijkvak Hoorn-Amsterdam	108
8.1	Afbakening stap 5	108
8.2	Uitgangspunten en randvoorwaarden	108
8.2.1	Strategie	108
8.2.2	Vergelijking aanvullend veldwerk en beschikbare schematisaties	109
8.2.3	Hydraulische randvoorwaarden en stijghoogte in het pleistocene zand	111
8.2.4	Grondwaterstand en stijghoogte in holoceen pakket	112
8.2.5	Verkeersbelasting	112
8.3	Sterkte eigenschappen en schematisatie ondergrond	112
8.3.1	Sterkte eigenschappen veen	112
8.3.2	Parameterbepaling	114
8.4	Berekeningsresultaten	123
8.4.1	Deterministische berekeningen	123
8.4.2	Discussie resultaten deterministische berekeningen	124
8.4.3	Probabilistische analyses	126
8.4.4	<i>Inschatting benodigde dijkversterking</i>	131
8.5	Samenvatting en conclusies vertaling naar resterend dijkvak Hoorn-Amsterdam	132
8.5.1	Samenvatting en conclusies	132
8.5.2	Vertaling naar resterende dijkvak Hoorn Amsterdam	132
9	Samenvatting doorvertaling	135
10	Het vervolg	145
10.1	Afbakening stap 6	145
10.2	Veiligheidsaspecten huidige situatie	145
10.3	Proefbelasting	146
10.4	Vervolgonderzoek en relatie met SBW	149
11	Beantwoording onderzoeksvragen	153

Bijlage(n)

A A-1

Bijlagen

A	Indeling dijkvakken in groepen bij maatgevend dwarsprofiel
B	Resultaten analyse satellietbeelden
C	Geohydrologie
D	Heterogeniteit TU-Delft
E	Gegevensverzameling Fugro
F	Veldwerk t.b.v. de doorvertaling door Fugro
G	Factual report laboratoriumproeven doorvertaling
H	Wrijvingsparameters doorvertaling
I	Glijcirkels

J Grote triaxiaalproeven
K Literatuurstudie materiaalmodellen
L Doorlatendheidsmetingen
M Geologie

Lijst van Tabellen

Tabel 2.1	Vertaling resultaten proef naar aangrenzende dijkvakken	5
Tabel 2.2	Toelichting verschillende werkwijzen voor het uitvoeren van de analyse	7
Tabel 4.1	Huidige toetsresultaten van de reeds goedgekeurde dijkvakken uit het traject Hoorn – Amsterdam, bron: rapport 1204-0098-001, juli 2006 Fugro ingenieursbureau bv	15
Tabel 4.2	Vertaling resultaten proef naar aangrenzende dijkvakken	16
Tabel 4.3	Maatgevende profielen	17
Tabel 4.4	Maatgevende profielen	19
Tabel 5.1	Toelichting verschillende werkwijzen voor het uitvoeren van de analyse * = methode is iets aangepast ten opzichte van oorspronkelijk plan van aanpak	24
Tabel 5.2	Uitgangspunten m.b.t. stijghoogten in ondergrond en ontgraving ten behoeve van de berekeningen	26
Tabel 5.3	Samenvatting sterkte-eigenschappen voor de verschillende werkwijzen.	26
Tabel 5.4	Berekeningsresultaten, methode LiftVan gebaseerd op de multi stage triaxiaalproeven	27
Tabel 5.5	Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage triaxiaalproeven, 2% rek	27
Tabel 5.6	Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage triaxiaalproeven, 5% rek	27
Tabel 5.7	Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven bij 2% rek	28
Tabel 5.8	Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven, pieksterkte	28
Tabel 5.9	Berekeningsresultaten gebaseerd op DSS proeven, geconsolideerd bij de terreinspanning	28
Tabel 5.10	Berekeningsresultaten gebaseerd op sterkte eigenschappen uit de correlatie met de bolsonde metingen	29
Tabel 5.11	Berekende evenwichtsfactor, SF, voor werkwijzen toegepast op proef 4 en 5, * $s_u = 7,29$ kPa voor proef 4, en $s_u = 5,69$ kPa voor proef 5	31
Tabel 6.1	Kenmerken peilbuisraaien	44
Tabel 6.2	Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in Markermeer. Peilschaal en in de holocene laag op dezelfde locatie	48
Tabel 6.3	Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in de peilbuizen in de pleistocene laag in raai 1	49
Tabel 6.4	Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in de peilbuizen in de pleistocene laag in raai 3	49

Tabel 6.5	Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in de peilbuizen in de pleistocene laag in raai 4 (* is kapotte diver)	49
Tabel 7.1	Gemiddelde, μ_{qbol} en standaardafwijking, σ_{qbol} en variatiecoëfficiënt, V_{qbol} , van de gemeten bolweerstand in de veenlaag van NAP -2,0 m tot NAP -5,5 m, metingen met bol uit inventaris voormalige Deltares veldploegen	62
Tabel 7.2	Gemiddelde, μ_{qbol} en standaardafwijking, σ_{qbol} en variatiecoëfficiënt, V_{qbol} , van de gemeten bolweerstand in de veenlaag van NAP -2,0 m tot NAP -5,5 m, metingen Fugro bol	62
Tabel 7.3	Samenvatting uitgevoerde DSS-NC proeven	64
Tabel 7.4	Ongedraineerde sterkte eigenschappen uit isotroop normaal geconsolideerde triaxiale compressie proeven	65
Tabel 7.5	Ongedraineerde sterkte eigenschappen uit anisotroop normaal geconsolideerde triaxiale compressie proeven	66
Tabel 7.6	Resultaat bepaling ongedraineerde sterkte eigenschappen uit anisotroop normaal geconsolideerde grote triaxiaalproeven	69
Tabel 7.7	Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 71-72	78
Tabel 7.8	Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 71-72	78
Tabel 7.9	Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 7-72	79
Tabel 7.10	gemeten gemiddelde grondwaterstand in dijk, overgenomen uit eerder genoemde rapportages	80
Tabel 7.11	Schematisatie waterspanningen ter plaatse van dijk 28 dwarsprofiel 71,4	80
Tabel 7.12	In de versterkingsonderzoeken gehanteerde schadefactoren, volgens Fugro rapport 2010-1757.0, γ_n = schadefactor, γ_b = schematiseringsfactor.	82
Tabel 7.13	Betrouwbaarheidsindex, β , toelaatbare faalkans, $P_{loc; toel}$ en schadefactoren, γ_n , verdeling gemaakt n naar dijksectie met een gelijke schematiseringsfactor	83
Tabel 7.14	Veiligheidseisen voor de uiterste grenstoestand (grenstoestand 1A). Bij het toepassen van rekenwaarden voor de wrijvingseigenschappen van de grond worden materiaalfactoren toegepast op deze wrijvingseigenschappen. (TRWG = Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies)	85
Tabel 7.15	Uitgevoerd laboratoriumonderzoek bij dijk 28 t.b.v. doorvertaling	89
Tabel 7.16	overzicht resultaten K_0 -crs en conventionele samendrukkingsproeven	90
Tabel 7.17	Vergelijking parameters bepaald met fitprocedure enerzijds en aanvullend laboratoriumonderzoek anderzijds voor dijk 28 dwarsprofiel 71,4, * als gevolg van voorgraven is de bovenzijde van de veenlaag niet in de sondeergrafiek weergegeven	91
Tabel 7.18	Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 71-72	93
Tabel 7.19	Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 71-72	93
Tabel 7.20	Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 71-72	94
Tabel 7.21	Probabilistische parameters, stdev = standaard afwijking, n = aantal proeven ^a = robuuste verwachting, ^b = verwachte waarde	95
Tabel 7.22	Parameters voor Plaxis analyse	95

Tabel 7.23	Resultaten berekening met methode Bishop	99
Tabel 7.24	Berekeningsresultaten met methode LiftVan	100
Tabel 7.25	Resultaten probabilistische analyses dijk 28 + 72	102
Tabel 7.26	versterkingsopgave per profiel	104
Tabel 8.1	Dikte veenlaag in profiel dijk 20 dp 34	109
Tabel 8.2	Dikte veenlaag in profiel dijk 23 dp 64	110
Tabel 8.3	Dikte veenlaag in profiel dijk 28 dp 63	110
Tabel 8.4	Dikte veenlaag in profiel dijk 28 dp 134	111
Tabel 8.5	Maatgevend Hoogwaterstanden en bijbehorende stijghoogte in het pleistocene zand bij 40% respons	111
Tabel 8.6	In de toetsing- en versterkingsadviezen gehanteerde stijghoogte in het eerste watervoerende pakket bij dijk 20 tot en met 23 overgenomen uit FUGRO rapport nummer 1204-0058-010.r10 en 1204-020.r04, respons 80%	112
Tabel 8.7	Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 20 dwarsprofiel 34	113
Tabel 8.8	Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 23 dwarsprofiel 64	113
Tabel 8.9	Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 28 dwarsprofiel 63. De sondering ter plaatse van de berm is niet uitgevoerd	113
Tabel 8.10	Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 28 dwarsprofiel 134	113
Tabel 8.11	Bodemopbouw in het achterland bij dijk 20 dp 34	115
Tabel 8.12	Bodemopbouw onder de berm bij dijk 20 dp 34	116
Tabel 8.13	Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 20 dp 34, ¹ het vaststellen van de overgang tussen antropogeen veen en natuurlijk veen is lastig een andere verdeling van laagdiktes is mogelijk	117
Tabel 8.14	Bodemopbouw in het achterland bij dijk 23 dp 64	118
Tabel 8.15	Bodemopbouw onder de berm bij dijk 23 dp 64	118
Tabel 8.16	Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 23 dp 64	119
Tabel 8.17	Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 63	119
Tabel 8.18	Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 63	120
Tabel 8.19	Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 63	121
Tabel 8.20	Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 134	121
Tabel 8.21	Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 134	122
Tabel 8.22	Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 134	122

Tabel 8.23	Resultaten berekening met methode Bishop	123
Tabel 8.24	Berekeningsresultaten met methode LiftVan	124
Tabel 8.25	Score wanneer de gemiddelde waarde wordt vergeleken met de Norm	125
Tabel 8.26	Berekende evenwichtsfactor op gebaseerd op rekenwaarde voor de sterkte eigenschappen respectievelijk verwachtingswaarde en verhouding tussen beiden	126
Tabel 8.27	Resultaten probabilistische analyses Dijk 20-34	128
Tabel 8.28	Resultaten probabilistische analyses dijk 23-64	128
Tabel 8.29	Resultaten probabilistische analyses dijk 28+63	129
Tabel 8.30	Resultaten probabilistische analyses dijk 28+134	129
Tabel 8.31	versterkingsopgave per profiel, definitie van L_0 , L_1 en L_2 zie Figuur 8.2	131
Tabel 8.32	Maatgevende profielen	133
Tabel 8.33	Vertaling resultaten proef naar aangrenzende dijkvakken	133
Tabel 8.34	Vertaling Faalkansverdeling per dijkvak.	134

Lijst van Figuren

Figuur 3.1	Foto's locatie veldproeven te Uitdam, de veldproeven zijn uitgevoerd in het achterland	11
Figuur 3.2	Overzicht locatie veldproeven te Uitdam	12
Figuur 5.1	Principe single stage loading test, proeven 1 en 2	22
Figuur 5.2	Principe multi stage loading test, proeven 4 en 5	23
Figuur 5.3	Sfeerimpressie proefuitvoering, links: single stage loading test, proef 2, rechts; multi stage loading test, proef 5	23
Figuur 5.4	Sterkte bij lage spanningen, verschil tussen de Benadering van Terzaghi en Taylor	32
Figuur 5.5	Schets bezwijkmechanisme single stage loading proeven, proef 1 en 2	35
Figuur 5.6	Profiel van het grondoppervlak voor proef 5 bij container 3	36
Figuur 5.7	Vergelijking uitgangspunten dijksversterking Hoorn – Amsterdam, aangeduid met pvz met resultaten van Direct Simple Shear proeven, DSS en single stage triaxiaalproeven, Triax en de veldproeven 1 en 2	39
Figuur 6.1	Overzichtskaart met de ligging van de verschillende peilbuisraaien	44
Figuur 6.2	Werkplatform met peilbuizen in het Markermeer	46
Figuur 6.3	Stijghoogte in de peilschalen in het Markermeer en de bijbehorende ondiepe filters	47
Figuur 6.4	Stijghoogten in het pleistoceen (c-filters in raaien 1, 3 en 4).	48
Figuur 6.5	Signalen in de peilschaal ps1-5-1 en peilfilter in het holoceen 1-5a, ingezoomd op een deel van de periode van peilverandering van zomer naar winterpeil	50
Figuur 6.6	Signalen in de c-filters van raai1, ingezoomd op een deel van de periode van peilverandering van zomer naar winterpeil	51
Figuur 7.1	Ontwikkelde scheur aan achterzijde container, de semi verticale scheur ontwikkelde zich langs de sterkere delen	60
Figuur 7.2	Bolsonde metingen met bol uit inventaris voormalige Deltares veldploegen, links de totale meting, rechts ingezoomd op de veenlaag	61
Figuur 7.3	Bolsonde metingen Fugro bol, links de totale meting, rechts ingezoomd op de veenlaag	61
Figuur 7.4	Spanningspaden van de grote triaxiaalproeven, de spanningspaden bij lage spanningen geven de proeven bij de terreinspanning weer	68
Figuur 7.5	Vergelijking tussen de conventionele proeven, rood, en de grote triaxiaalproeven blauw	68
Figuur 7.6	Oost-west profiel over het proefperceel bij Uitdam, gebaseerd op handboringen	70
Figuur 7.7	Vergelijking tussen de sonderingen uitgevoerd in het achterland, berm en kruin ter plaatse van dijk 28 dijkpaal 71,4	72

Figuur 7.8	Vergelijking van de uitgevoerde sonderingen in het achterland, gecorrigeerde sondeerweerstand q_t , wrijving f_s en wrijvingsgetal R_f .	75
Figuur 7.9	Vergelijking sonderingen met 15 cm^2 met sondering H71.4 uitgevoerd ter hoogte van de toerit	76
Figuur 7.10	Maatgevend Hoog Water in EEM simulatie	96
Figuur 7.11	Eindsituatie in EEM analyse	97
Figuur 7.12	Rekenscenario tabel Plaxis	97
Figuur 7.13	Berekend vervormingspatroon links, ter plaatse van de binnenkruin, midden: halverwege de berm en rechts: ter plaatse van de teensloot.	98
Figuur 7.14	Maatgevend glijvlak Plaxis	98
Figuur 7.15	Relatie faalkans – buitenwaterstand, prv =proevenverzameling (gebruikte uitgangspunten bij de toetsing)	102
Figuur 7.16	Principe versterking berm.	104
Figuur 8.1	Faalkans i.r.t tot buitenwaterstand	130
Figuur 8.2	Principe versterking berm.	132
Figuur 9.1	Schematiseringtrein, overgenomen uit het Technisch Rapport Actuele Sterkte, De rode cirkel geeft de locatie aan waar de optimalisatie van de sterkte eigenschappen van het veen plaats vindt. De stippellijn geeft de verwachte sterkte, de doorgetrokken lijn de robuuste verwachting	142
Figuur 9.2	Invulling van en deel van de schematiseringtrein voor dwarsprofiel 28 + 72, de berekeningsresultaten volgen uit Tabel 7.24	143

1 Inleiding

1.1 Achtergrond van de proeven

Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en de Waterdienst van Rijkswaterstaat hebben het voornemen de beschrijving van het sterktegedrag van veen voor het toetsen van de stabiliteit van waterkeringen 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. Enkele jaren 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 parameter bepaling 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 verschillen proeven en verschillende uitvoeringswijze het grootst. De onduidelijkheid over de parameterbepaling zorgt, onder andere, voor vertraging van dijkversterkingsprojecten. Een mogelijke wijziging in parameterbepaling op korte termijn zou dan tot gevolg kunnen hebben dat recent versterkte dijken of overgedimensioneerd zijn of opnieuw worden afgekeurd. Voor de Waterdienst van Rijkswaterstaat is het van belang dat er duidelijkheid komt in de wijze waarop de sterkte-eigenschappen van veen bepaald dienen te worden.

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 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 recente 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 optredende 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. Voor het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier is het belangrijk meer inzicht in het gedrag van het dijklichaam en ondergrond te krijgen zodat waar mogelijk de dijkversterking kan worden geoptimaliseerd. Deze optimalisatie leidt niet alleen tot kostenbesparing, maar maakt ook de omwonenden duidelijk dat alles is gedaan om het landschap te sparen terwijl toch het geëiste veiligheidsniveau is gegarandeerd.

Onderdeel van het onderzoek is de uitvoering van vijf veldproeven op een binnendijks terrein. Door het opwekken van een glijvlak door de veenlaag kan de maximale schuifweerstand van het veen in het veld worden bepaald. Aan de hand van de dagelijkse ingenieurspraktijk zijn 7 werkwijzen vastgesteld waarop sterkte eigenschappen van veen uit laboratoriumproeven kunnen worden vastgesteld en in berekeningen kunnen worden toegepast. Door de berekeningsresultaten met de resultaten van de veldproeven te vergelijken kan een uitspraak worden gedaan over de thans beschikbare methoden en kan worden aangegeven op welke onderdelen verbetering noodzakelijk is. De mogelijkheden voor verbetering zijn input voor het geplande vervolgonderzoek.

1.2 Hoofddoelstellingen project “Dijken op Veen”

Bij de start van het project zijn zowel door HHNK als HWBP en RWS-WD doelen voor het onderzoek gesteld. Het eerste doel is geformuleerd door HHNK en HWBP en heeft betrekking op de periode 2011 en 2012. Het tweede doel, geformuleerd door RWS-WD heeft betrekking op het onderzoek op langere termijn. De volgende doelen zijn geformuleerd:

Doel 1: praktisch doel HHNK / HWBP

- Het onderzoeksprogramma geeft duidelijkheid over de mate waarin dijken op een veenondergrond sterker zijn dan op dit moment uit de toetsmodellen komt.
- De resultaten van het onderzoeksprogramma worden wetenschappelijk breed gedragen en zijn aantoonbaar representatief voor de Markermeerdijken tussen Hoorn en Amsterdam.
- De resultaten van het onderzoekprogramma vormen een technische basis voor een door het dagelijks bestuur van HHNK te nemen bestuurlijke beslissing over de voortgang van de lopende projecten voor versterking van de Markermeerdijken tussen Hoorn en Amsterdam.

Doel 2: wetenschappelijk doel RWS-WD

- Het onderzoeksprogramma levert wetenschappelijk breed gedragen nieuwe inzichten op over de sterkte-eigenschappen, het gedrag en de faalmechanismen van dijken op een veenondergrond.
- Het onderzoeksprogramma levert wetenschappelijk breed gedragen nieuwe informatie op, op basis waarvan de Waterdienst kan beoordelen of het vigerende toets- en ontwerp kader voor dijken op veen mogelijk aangepast moet worden en of hiervoor aanvullend onderzoek moet worden uitgevoerd.

Opgemerkt wordt dat op basis van de onderzoeksresultaten die in deze rapportage worden gepresenteerd onder andere wordt afgewogen in hoeverre het zinvol en verantwoord is de dijkversterking enige tijd uit te stellen in afwachting van de resultaten van onderzoek.

In de beschrijving van de doelen wordt meerdere malen aangegeven dat de resultaten wetenschappelijk breed gedragen dienen te zijn. Binnen dit project wordt hieronder verstaan dat het Expertise Netwerk Waterkeringen, ENW, bij monde van de commissie Techniek, ENW-T, de resultaten van het onderzoek zal beoordelen en onderschrijven.

1.3 Doel van deze rapportage

Het doel van dit rapport is het beantwoorden van de voorafgestelde onderzoeksvragen op basis van de tot nu toe verkregen resultaten uit het onderzoeksproject “Dijken op Veen”.

Dit eindrapport geeft een tussenstand van het onderzoek naar het sterktegedrag van veen op dit moment, met de werkzaamheden die in 2011 en 2012 zijn uitgevoerd. De eindrapportage beschrijft de technisch wetenschappelijke resultaten van de veldproeven en geeft kwantitatief onderbouwde input voor het nemen van een bestuurlijke beslissing bij het verder uitontwikkelen en toepassen van de opgedane ervaring. Aan de hand van 5 dwarsprofielen langs het traject Hoorn – Amsterdam is de potentiële winst van het onderzoek inzichtelijk gemaakt. De dwarsprofielen zijn representatief voor een strekking van het dijktraject Hoorn – Amsterdam. Omdat de resultaten nog verder uitontwikkeld dienen te worden en er een beperkt aantal dwarsprofielen zijn doorgerekend kunnen deze resultaten niet worden beschouwd als een alternatief voor de toetsing van het dijkvak noch als een alternatief voor het ontwerp van de dijkversterking. De berekeningen zijn bedoeld om de potentiële winst

aanschouwelijk te maken ten behoeve van de (bestuurlijke) afweging over het vervolg van het onderzoeksproject "Dijken op Veen".

Daarnaast geeft het eindrapport advies omtrent het uitstel van de dijkversterking, zodat de onderzoekresultaten kunnen worden gebruikt voor de optimalisatie van het ontwerp van de dijkversterking. Bij de afweging de dijkversterking uit te stellen speelt zowel de potentiële winstverwachting als de veiligheid van het achtergelegen gebied tijdens de onderzoeksperiode een belangrijke rol. Het eindrapport van de werkzaamheden die in 2011 en 2012 zijn uitgevoerd geeft de technisch inhoudelijke input voor de bestuurlijk beslissing in hoeverre het nuttig, noodzakelijk en verantwoord is de dijkversterking uit te stellen in afwachting van de eindresultaten van het onderzoeksprogramma omtrent het sterktegedrag van veen.

1.4 Kader

Ter voorbereiding van de eindrapportage is een aantal nauw verwante documenten opgesteld. De eindrapportage past in dit raamwerk. De volgende documenten zijn eerder opgesteld:

- Plan van Aanpak, documentnummer 1203768-001-GEO-001, d.d. maart 2011, dit document beschrijft de doelen van het onderzoek dijken op veen en geeft hoe de veldproeven aan dit doel bijdragen.
- Haalbaarheidsonderzoek praktijkproef fase 2 incl. berekeningen, documentnummer 1203768-003-GEO-0001, d.d. Juli 2012, dit document beschrijft de afwegingen en de haalbaarheid t.a.v. een praktijkproef.
- Voorselectie locatie praktijkproef, documentnummer 1203768-001-GEO-0001, d.d. 1 juli 2011, dit document geeft de mogelijkheden t.a.v. locaties weer om de veldproeven uit te voeren.
- Dijken op Veen, veldwerk, documentnummer 1203768-004-GEO-0002 (Fugro rap. Nr. 2111-0004-000), d.d. augustus 2011, dit document geeft de resultaten van de veldwerkzaamheden ter verkenning van de ondergrond.
- Dijken op Veen, Ontwerprapport, rapportnummer 1203768-006-GEO-0001, d.d. september 2011, dit rapport beschrijft het ontwerp van de proef, gebaseerd op de resultaten van de terreinverkenning.
- Dijken op Veen, Draaiboek en monitoringsplan, rapportnummer 1203768-003-GEO-0004, d.d. september 2011, dit rapport beschrijft de uitvoeringswijze van de proeven en de benodigde monitoring op basis van het ontwerp van de proeven.
- Dijken op Veen, Predictierapport, rapportnummer 1203768-007-GEO-0002, d.d. november 2011, dit rapport beschrijft de uitgevoerde predictie van de veldproeven.
- Dijken op veen, factual report laboratoriumonderzoek, rapportnummer 1203768-005-GEO-0003, d.d. april 2012, dit rapport beschrijft de resultaten van het laboratoriumonderzoek uitgevoerd binnen het project.
- Dijken op Veen, literatuurstudie, rapportnummer 1203768-007-GEO-0008, d.d. april 2012, dit rapport beschrijft de literatuurstudie uitgevoerd ter ondersteuning van de analyse van de veldproeven.
- Dijken op Veen, analyse veldproeven, rapportnummer 1203768-012-GEO-0004, d.d. mei 2012, dit rapport beschrijft de analyse van de veldproeven.

Rondom de opbouw en uitvoering van de proeven zijn de volgende documenten opgesteld:

- Factual report oplevering bouwterrein, rapportnummer 1203768-008-GEO-0001 d.d. 27 oktober 2011.

- Factual report opbouw proef 1 en 2, rapportnummer 1203768-002-GEO-0003 d.d. 7 november 2011.
- Factual report uitvoering proef 1 en 2, rapportnummer 1203768-010-GEO-0001 d.d. oktober 2011.
- Factual report opbouw proef 3, 4 en 5, rapportnummer 1203768-002-GEO-0004 d.d. 16 december 2011.
- Factual report uitvoering proef 4 en 5, rapportnummer 1203768-002-GEO-0010 d.d. april 2012.

1.5 Leeswijzer

Het rapport begint met een toelichting op het vooraf opgestelde plan van aanpak in hoofdstuk 2. Het plan van aanpak is opgesteld aan de hand van zes stappen. In de daarop volgende hoofdstukken wordt telkens het resultaat van een stap beschreven. De hoofdstukken 3 tot en met 6 geven een samenvatting van het uitgevoerde onderzoek. Het merendeel van de resultaten zijn reeds in voorgaande rapportages beschreven. De hoofdstukken 3 tot en met 6 geven een samenvatting van de stand van zaken.

Hoofdstuk 7 beschrijft de consequenties van de onderzoeksresultaten die op het proefterrein, in het achterland, zijn gevonden voor de stabiliteit van het nabijgelegen dwarsprofiel van de Markermeerdijk. Hoofdstuk 8 geeft de consequenties van de onderzoeksresultaten voor het gehele traject Hoorn – Amsterdam.

Hoofdstuk 9 schets hoe het vervolgonderzoek eruit zou kunnen zien. Hoofdstuk 10 beantwoordt de vooraf opgestelde onderzoeksvragen. De beantwoording van de onderzoeksvragen zijn beschouwd als de samenvatting en conclusies van het onderzoek.

2 Aanpak

2.1 Stap 1: Locatiekeuze

Vanuit de toetsing en de voorbereiding van het ontwerp van de dijkversterking is veel informatie beschikbaar. De locatiekeuze is dan ook grotendeels gebaseerd op de informatie die vanuit de toetsing en de voorbereiding van het ontwerp van de dijkversterking beschikbaar is. Het onderzoek is gestart vanuit de wens de beschrijving van het geotechnisch gedrag van veen te verbeteren. Bij de locatiekeuze is gezocht naar een locatie waar voor het dijkvak Hoorn – Amsterdam relatief veel veen in de ondergrond aanwezig is.

2.2 Stap 2: Inventarisatie omringende dijkvakken

De inventarisatie van het dijkvak, stap 2 bestaat uit het vaststellen van de verschillen tussen de aanwezige dijkvakken en de gekozen onderzoekslocatie. Om de vertaling van de proefresultaten van de proeflocatie naar het omringende dijkvak te kunnen maken is een inventarisatie van het complete dijkvak Hoorn – Amsterdam gemaakt. Hierbij zijn twee criteria van belang, (1) de ondergrond en (2) de geometrie van het dijklichaam. Ten behoeve van de toetsing van het dijkvak en de voorgenomen dijkversterking zijn van de ondergrond geotechnische lengteprofielen opgesteld. Ook zijn dwarsprofielen ingemeten, waardoor de geometrie van het dijklichaam bekend is. Op basis van deze informatie is een inventarisatie gemaakt naar locaties waar de ondergrond gunstiger of ongunstiger is dan de locatie waar de proef wordt uitgevoerd. Bij de beoordeling is niet alleen naar de dikten van het slappe lagenpakket gekeken, maar ook naar mogelijk hogere waterspanningsreacties in de ondergrond als gevolg van aanwezigheid van zand(igere) lagen. Ook bij de beoordeling van de geometrie is onderscheid gemaakt naar een geometrie, die gunstiger of ongunstiger is dan de geometrie van het dijklichaam ter plaatse van het proefveld. De hierbij gestelde criteria zijn kruinhoogte, steilheid van het binnentalud en de aanwezigheid van voorland. Dit laatste is van belang bij de interpretatie van de waterspanningsreactie in de ondergrond. Uit de resultaten van de inventarisatie is de onderstaande tabel ingevuld.

		Geometrie	
		Ongunstiger	Gunstiger
ondergrond	ongunstiger	aantal km maatgevend dwp	aantal km maatgevend dwp
	gunstiger	aantal km maatgevend dwp	aantal km maatgevend dwp

Tabel 2.1 Vertaling resultaten proef naar aangrenzende dijkvakken

Tabel 2.1 geeft de vier mogelijke categorieën. In hoofdstuk 4 is beschreven hoe deze tabel is ingevuld. Voor elke categorie is aangegeven welke lengte van het dijktraject Hoorn – Amsterdam in de bewuste categorie valt. Voor elke categorie is één maatgevend dwarsprofiel gekozen. Bij de indeling van het dijkvak in categorieën en de keuze van het maatgevende dwarsprofiel is gebruik gemaakt van drie bronnen. De eerste bron is de informatie en ervaring die tijdens de uitvoering van de toetsing is opgedaan. De tweede bron is de ervaring die het hoogheemraadschap en de betrokken ingenieursbureaus met het dijkvak door de jaren heen

tijdens de toetsing en de planvorming voor versterking heeft opgedaan. De derde bron wordt gevormd door een vervorminganalyse van het dijkvak aan de hand van satellietbeelden.

2.3 Stap 3: Uitvoering en analyse veldproeven

In de dagelijkse toets en ontwerppraktijk van dijken wordt, ten behoeve van de stabiliteitberekeningen, de sterkte van het dijklichaam en ondergrond vastgesteld met behulp van laboratoriumproeven. Het onderzoeksprogramma "Dijken op Veen" heeft tot doel de beschrijving van het sterktegedrag van veen te verbeteren. Hierbij dient een goed beeld te zijn van het verschil tussen de huidige beschrijvingen van het sterktegedrag van veen en de waarnemingen in het veld. Aan de hand van de waargenomen verschillen kan vervolgens worden gewerkt aan verbeteringen.

De veldproeven hebben tot doel de sterkte die langs een glijvlak in veen kan worden gemobiliseerd in het veld te bepalen en deze te vergelijken met de resultaten uit laboratoriumproeven. Uit de analyse van het opgewekte glijvlak volgt de gemobiliseerde weerstand van de ondergrond. Door de gemobiliseerde weerstand uit de veldproef te vergelijken met het uitgevoerde laboratoriumonderzoek en de gehanteerde uitgangspunten bij de toetsing en ontwerp kan vervolgens een uitspraak worden gedaan of verwacht mag worden dat verdere studie kan leiden tot een optimalisatie van het ontwerp.

Met behulp van de veldproeven is de maximale belasting, die op de veenlaag kan worden aangebracht vastgesteld. Deze maximale belasting is vervolgens vergeleken met de maximale belasting die volgens de beschikbare rekenmodellen door de ondergrond kan worden gedragen. De resultaten zijn beschreven in hoofdstuk 5. Voor deze vergelijking zijn verschillende rekenmodellen beschikbaar. Daarnaast zijn per rekenmodel verschillende mogelijkheden voor het bepalen van de benodigde parameters door het uitvoeren van verschillende laboratoriumproeven of door een laboratoriumproef op verschillende wijze te interpreteren. Er zijn ten behoeve van de analyse van de veldproef meerdere combinaties mogelijk, waarbij rekenmodel wordt gecombineerd met type laboratoriumproef en wijze van interpreteren. Op basis van de dagelijkse adviespraktijk zijn 7 combinaties gekozen van proeftype, wijze van interpretatie en keuze van het rekenmodel. In het vervolg van dit rapport zijn deze combinaties van proeftype, interpretatiemethode en rekenmodel aangeduid met werkwijze. De onderstaande tabel geeft een toelichting op de 7 gekozen werkwijzen.

Werkwijze	Rekenmodel	Parameterbepaling / laboratoriumproeven
1	LiftVan	Huidige werkwijze uit vigerende leidraden , met gedraineerde sterkte parameters uit multistage triaxiaalproeven
2	LiftVan	Huidige werkwijze met gedraineerde sterkte parameters uit isotroop geconsolideerde single stage triaxiaalproeven
3	LiftVan	Gedraineerde sterkte eigenschappen bij 2% rek uit anisotroop geconsolideerde single stage proeven
4	LiftVan	Gedraineerde sterkte-eigenschappen gebaseerd op piek- en reststerkte van anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven
5	LiftVan	Ongedraineerde sterkte eigenschappen zoals uitgewerkt in het SBW onderzoek werkelijke sterkte. Voor veen worden DSS proeven uitgevoerd, voor klei anisotroop geconsolideerde single stage triaxiaalproeven. Daarnaast wordt het grensspanningsverloop over de diepte vastgesteld aan de hand van een aantal samendrukkingsproeven
6	LiftVan	Ongedraineerde sterkte parameters bepaald uit veldsonde metingen, zoals bol-sonde, sondering etc.
7	EEM	De sterkte- en stijfheidseigenschappen worden bepaald aan de hand van de proeven die voor werkwijze 4 en 5 worden uitgevoerd

Tabel 2.2 Toelichting verschillende werkwijzen voor het uitvoeren van de analyse

De resultaten van de veldproef worden vergeleken met de resultaten van deze zeven methoden.

Het resultaat van de analyse van veldproeven is de vergelijking van resultaat van de berekeningen met de 7 werkwijzen met de waarnemingen uit de veldproef. Hieruit volgt welke werkwijze het beste aansluit bij de veldproef.

2.4 Stap 4: Vaststellen stijghoogte onderliggende zandlaag

De reactie van de stijghoogte in de onderliggende zandlaag heeft een grote invloed op de stabiliteit van de waterkering. Bij een grote reactie kan het slappe lagen pakket aan de teen van de dijk geheel of gedeeltelijk gaan opdrijven waardoor de stabiliteit van het dijklichaam aanzienlijk af neemt. In dat geval zal, mogelijk, een optimalisatie van de sterkte van veen slechts een beperkte invloed hebben op de berekende stabiliteit van het dijklichaam. Voor de doorvertaling van de lokaal gevonden resultaten met betrekking tot de sterkte van veen naar de consequenties die dit heeft voor de stabiliteit van het dijklichaam is goed inzicht in de waterspanningsreactie in de onderliggende zandlaag noodzakelijk.

In de eerste ideeën over het invullen van het onderzoeksproject “Dijken op Veen” is de wens geuit en proef op de dijk zelf uit te voeren. Het uitvoeren van een proef op het dijklichaam zelf is nu opgenomen in de voorstellen voor het vervolgonderzoek. Om een proefbelasting op het dijklichaam zelf goed uit te voeren dient de waterspanningsreactie in de zandlaag onder het dijklichaam goed te worden gemodelleerd.

Om inzicht te krijgen in de waterspanningsreactie in de zandlaag langs het traject Hoorn – Amsterdam zijn op enkele locaties metingen verricht. De analyse van deze metingen en de bijbehorende conclusies met betrekking tot de verwachte waterspanningsreactie is beschreven in hoofdstuk 6.

2.5 Stap 5: Vertaling proefresultaat naar omringende dijkvakken

De analyse van veldproeven resulteert in een vergelijking van berekeningsresultaten aan de hand van de 7 werkwijzen met de waarnemingen uit de veldproef. Hieruit volgt welke werkwijze het beste aansluit bij de veldproef. Dit is in stap 3 gedaan.

In stap 2 zijn de vier maatgevende dwarsprofielen bepaald. Voor die maatgevende dwarsprofielen zal in stap 5, met behulp van stabiliteitsberekeningen de consequenties van de onderzoeksresultaten voor de stabiliteit van de Markermeerdijk inzichtelijk worden gemaakt.

Hiervoor zijn twee vertaaltappen nodig. De eerste is de stap van de resultaten en de conclusies van de veldproef, uitgevoerd in het achterland van de dijk, naar het nabij gelegen dijklichaam. De tweede vertaling is die naar het resterende dijkvak Hoorn – Amsterdam.

Met elk van de 7 werkwijzen, inclusief de aanpassingen die nodig zijn om de veldproef goed te kunnen narekenen, zal de stabiliteit van het dijklichaam ter plaatse van de proeflocatie worden berekend. In de vigerende leidraden staat voorgeschreven dat een stabiliteitsanalyse dient te worden uitgevoerd op basis van de rekenwaarden van de sterkte-eigenschappen van de ondergrond. De rekenwaarden wordt gevonden door een lage schatting van de betreffende sterkte parameter te delen door een partiële veiligheidsfactor. De voorgeschreven veiligheidsfactor is niet alleen afhankelijk van het geëiste veiligheidsniveau en grondsoort, maar ook van wijze waarop de parameter is bepaald. Bij de analyse van de veldproeven wordt de werkelijke sterkte benaderd en niet een veilige schatting. Dit levert de verwachtingswaarde van de betreffende sterkte parameter op. Omdat het aantal uitgevoerde veldproeven beperkt is en er geen partiële veiligheidsfactoren zijn afgeleid voor parameters die zijn bepaald uit veldproeven kunnen de resultaten van de veldproeven niet direct worden toegepast in een berekening conform de huidige leidraden. In plaats daarvan wordt teruggegrepen op een werkwijze die in het verleden werd toegepast. Er werden berekeningen op basis van verwachtingswaarden uitgevoerd. Vervolgens worden de berekende evenwichtsfactoren vergeleken met de gestelde norm. De norm is in paragraaf 7.6.4 afgeleid op basis van de huidige inzichten in de normering.

De berekeningen, ten behoeve van de doorvertaling, zijn op vergelijkbare wijze uitgevoerd. Er is gebruik gemaakt van de verwachtingswaarde van de sterkte eigenschappen, inclusief de optimalisatie die volgde uit de analyse van de veldproeven. Vervolgens is de berekende evenwichtsfactor getoetst aan de gestelde norm.

Tevens zullen met de analytische methoden ook probabilistische berekeningen worden uitgevoerd. Met behulp van de probabilistische methoden wordt een faalkans berekend. De berekeningsresultaten, bestaande uit een berekende evenwichtsfactor en faalkans, kunnen onderling worden vergeleken en kunnen worden vergeleken met de eerder vastgestelde toetsresultaten. Deze vergelijking kan echter niet direct worden uitgevoerd. De toetsing is immers uitgevoerd op basis van rekenwaarden inclusief de partiële veiligheidsfactoren. De berekeningen, die destijds ten behoeve van de toetsing zijn uitgevoerd, zullen dan opnieuw worden uitgevoerd, zodanig dat dezelfde uitgangspunten worden gehanteerd en een rechtstreeks vergelijk mogelijk is.

Behalve de huidige stabiliteit is ook de potentiële dijkverbetering een belangrijk aandachtspunt. In de analyse zal een dijkversterking in de vorm van een stabiliteitsberm worden berekend. De benodigde berm lengte zal worden berekend met behulp van de geoptimaliseerde verwachtingswaarden waarbij de berekende evenwichtsfactor wordt

getoetst aan de in paragraaf 7.6.4 afgeleide toetswaarde. Indien in de eerste analyse, waarin de stabiliteit van het huidige profiel is bepaald, de berekende evenwichtsfactor reeds groter of gelijk is aan de toetswaarde is geen berm lengte worden bepaald.

Bij de vertaling van de resultaten van de proeflocatie naar de aangrenzende dijkvakken wordt gebruik gemaakt van Tabel 2.1. Uit deze tabel volgen 4 dwarsdoorsneden die karakteristiek zijn voor het dijkvak Hoorn - Amsterdam en die elk representatief zijn voor een deel van dat dijkvak. Bij de uitvoering van de veldproef is de sterkte van de ondergrond ook bepaald met behulp van veldsondes, werkwijze 6. Uit het uitgevoerde laboratoriumonderzoek kan de correlatie worden bepaald tussen de veldsonde metingen en de ongedraineerde schuifweerstand. Deze correlatie is vervolgens geïkt aan de resultaten van de veldproef. Door op de locaties van de vier dwarsprofielen uit Tabel 2.1 de veldsonde metingen uit te voeren en de geoptimaliseerde correlatie te gebruiken wordt op de 4 locaties de sterkte van de ondergrond bepaald. Omdat dergelijke correlaties in het algemeen grote spreiding kent is aanvullend laboratoriumonderzoek op monster materiaal op die locaties uitgevoerd. Op basis van de correlatie, de uitgevoerde aanvullende proeven en de ervaring van de proeflocatie zijn voor de 4 locaties de geoptimaliseerde sterkte-eigenschappen voor het veen bepaald. De resultaten zijn beschreven in hoofdstuk 8.

2.6 Stap 6: Het vervolg

In stap 6 staan de volgende vragen centraal:

- *Welke vervolgacties kunnen of moeten worden genomen en waarom?*
- *Welke werkrichtingen en welke acties worden het meest kansrijk, het meest effectief en het meest waardevol geacht voor de doorontwikkeling van modellen voor dijken op veen en waarom?*

Na afloop van het onderzoek zijn nog niet direct nieuwe ontwerp- of toetsmethoden beschikbaar voor de dagelijkse advies praktijk. Na afronding van het onderzoek kan gestart worden met de verdere onderbouwing van de potentiële winst en het vastleggen daarvan in leidraden en voorschriften. Vooraf zijn een aantal aspecten van het mogelijke vervolg aangegeven:

- **Proefbelasting:** In het onderzoek dat nu is uitgevoerd wordt alleen naar de sterkte van veen gekeken en niet naar het hele systeem dat bijdraagt aan de stabiliteit van een waterkering. Hierbij kan bijvoorbeeld worden gedacht aan de interactie tussen het stijve dijklichaam en slappe ondergrond. Met een proefbelasting kunnen de conclusies met betrekking van de doorvertaling van de resultaten van het proefveld naar de waterkeringen worden onderbouwd. Een van de mogelijkheden om op een verantwoorde wijze de dijkversterking uit te stellen, indien daartoe wordt besloten, is het monitoren van de delen waar volgens de huidige werkwijze de stabiliteit niet voldoende is. Het is dan belangrijk de metingen, zoals vervormingen en waterspanningen, te kunnen beoordelen. Door het uitvoeren van een proefbelasting wordt ervaring opgedaan met verwachte vervormingen van een dijklichaam tijdens hoog water.
- **Uitwerken algemene richtlijn sterkte van veen in stabiliteitsanalyses:** Het doel op de lange termijn is te komen tot een algemeen toepasbare verbetering van de beschrijving van het sterkte gedrag van veen ten behoeve van het toetsen van dijken en het ontwerpen van dijkversterkingen. In het aansluitende onderzoek dient na te worden gegaan in hoeverre meer geavanceerde modellen een betere beschrijving van het veengedrag geven, hoe de bijbehorende parameters moeten worden bepaald, hoe groot de bijbehorende onzekerheid is, hoe de bijbehorende partiële veiligheidsfactoren moeten

worden bepaald en tot slotte hoe het geheel samenkomt in de uit te voeren toetsing of ontwerp van een dijkversterking. De antwoorden op deze vragen zullen worden beschreven in een nieuw op te stellen technisch rapport sterkte gedrag van veen. Het technisch rapport zal worden opgesteld in het kader van het SBW programma.

- **Materiaalmodel voor veen:** De proef laat zien dat lang niet alle aspecten die een rol spelen in het gedrag van veen in de huidige modellen kunnen worden gesimuleerd en in rekening worden gebracht. Hierbij kan gedacht worden aan de invloed van de vezels of aan de aanwezigheid van gas. Tevens is er een de relatie tussen de vervormingen en de gemobiliseerde schuifweerstand niet of niet in voldoende mate in de bestaande modellen terug te vinden. Dit houdt in dat er op termijn een behoefte zal zijn aan nieuw materiaalmodel voor veen. Dit model, de toepassing daarvan, de bepaling van de parameters etc. zal wederom in leidraden en voorschriften moeten worden opgenomen.

3 Locatiekeuze

3.1 Afbakening stap 1

Vanuit de toetsing en de voorbereiding van het ontwerp van de dijkversterking is veel informatie beschikbaar. De locatiekeuze is dan ook grotendeels gebaseerd op de informatie die vanuit de toetsing en de voorbereiding van het ontwerp van de dijkversterking beschikbaar is. Het onderzoek is gestart vanuit de wens de beschrijving van het geotechnisch gedrag van veen te verbeteren. Bij de locatiekeuze is gezocht naar een locatie waar voor het dijkvak Hoorn – Amsterdam relatief veel veen in de ondergrond aanwezig is.

3.2 Proeflocatie

Voor de afweging van de locatiekeuze wordt verwezen naar het document “Voorselectie locatie praktijkproef”, documentnummer 1203768-001-GEO-0001, d.d. 1 juli 2011. Dit document geeft de onderzochte mogelijkheden t.a.v. locaties weer om de veldproeven uit te voeren.

De locatie waar de veldproeven plaats hebben gevonden is een binnendijs perceel ten noorden van Uitdam tussen dijkpaal 70 en 72. De locatie is weergegeven op onderstaande foto's.

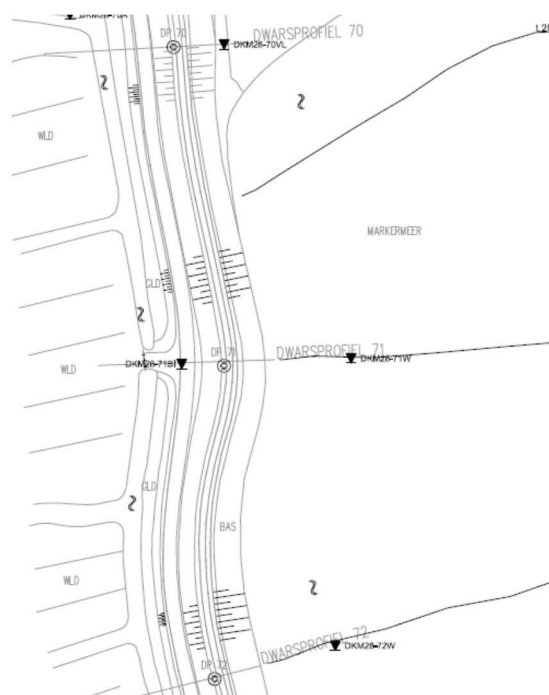


Figuur 3.1 Foto's locatie veldproeven te Uitdam, de veldproeven zijn uitgevoerd in het achterland

Uit een voorselectie op basis van de dikte van het veenpakket en beschikbare toetsresultaten was deze locatie een van de voorkeurslocaties. Bij de definitieve locatiekeuze heeft het verkrijgen van toestemming voor het gebruik van het achterland, het verkrijgen van vergunningen voor de uitvoering van de containerproeven en de mogelijkheden voor vervolgonderzoek een rol gespeeld. Op deze locatie is voldoende veen aanwezig om de veldproeven op uit te kunnen voeren.



Figuur 3.2 Overzicht locatie veldproeven te Uitdam



Op het min of meer T-vormige weiland zijn de veldproeven uitgevoerd. De breedte van dit perceel aan dijkzijde (de breedte van de “staander” van de liggende T) bedraagt circa 80 m. In totaal is er een lengte aanwezig loodrecht op de dijk van ruim 175 m.

Ter plaatse van de locatie is een veenlaag met een dikte van circa 4,5 à 5 m direct aan het maaiveld aanwezig. De bovenste decimeters bevatten meer klei, waardoor er een stevige toplaag aan het oppervlak ligt. Het veen kan op hoofdlijnen worden omschreven als rietzeggeveen. Een uitgebreide geologische en botanische beschrijving van het aangetroffen veen is opgenomen in paragraaf 7.2 en bijlage M van dit rapport. In de classificatie van Von Post valt het aangetroffen veen voornamelijk in de categorie H2 en H3. Hetgeen wil zeggen dat het veen weinig vergaan is. Een geotechnische omschrijving van het veen is gegeven in het analyse rapport, 1203768-012-GEO-0004 d.d. 29 juni 2012.

Na het uitvoeren van de inventarisatie van de overige dijkvakken, zie hoofdstuk 4, bleek de veenlaagdikte zeer representatief te zijn voor die delen van het dijktraject Hoorn – Amsterdam waar de problemen met de bepaling van de sterkte-eigenschappen van het veen zich voordeden.

4 Inventarisatie omringende dijkvakken

4.1 Afbakening stap 2

De inventarisatie van het dijkvak, stap 2 bestaat uit het vaststellen van de verschillen tussen de aanwezige dijkvakken en de gekozen locatie. Om de vertaling van de proefresultaten van de proeflocatie naar het omringende dijkvak te kunnen maken is een inventarisatie van het complete dijkvak Hoorn – Amsterdam gemaakt. Hierbij zijn twee criteria van belang, (1) de ondergrond en (2) de geometrie van het dijklichaam. Van de ondergrond zijn, ten behoeve van de toetsing en de voorgenomen dijkversterking, geotechnische lengteprofielen opgesteld. Deze zijn opgesteld langs het achterland, berm, kruin en voorland. Ook zijn dwarsprofielen ingemeten, waardoor de geometrie van het dijklichaam bekend is. Op basis van deze informatie is een inventarisatie gemaakt naar locaties waar de ondergrond gunstiger of ongunstiger is dan de locatie waar de proef wordt uitgevoerd. Bij deze inventarisatie wordt niet alleen naar de dikten van het slappe lagenpakket gekeken, maar ook naar mogelijk hogere waterspanningsreacties in de ondergrond als gevolg van aanwezigheid van zand(igere) lagen. Ook bij de beoordeling van de geometrie wordt onderscheid gemaakt naar een geometrie, die gunstiger of ongunstiger is dan de beproefde geometrie. De criteria die hierbij worden bekeken zijn kruinhoogte, steilheid van het binnentalud en de aanwezigheid van voorland. Dit laatste is van belang bij de interpretatie van de waterspanningsreactie in de ondergrond. Uit de resultaten van de inventarisatie is Tabel 2.1 ingevuld.

Tabel 2.1 geeft de vier mogelijke categorieën. Voor elke categorie wordt aangegeven welke lengte van het dijktraject Hoorn – Amsterdam in de bewuste categorie valt. Bij de indeling van het dijkvak in categorieën en de keuze van het maatgevende dwarsprofiel zijn drie bronnen gebruikt. De eerste bron is de informatie en ervaring die tijdens de uitvoering van de toetsing is opgedaan. De tweede bron is de ervaring die het hoogheemraadschap met het dijkvak door de jaren heen heeft opgedaan. De derde bron wordt gevormd door een vervorminganalyse van het dijkvak aan de hand van satellietbeelden.

4.2 Informatie en ervaring uit de toetsing

Het theoretische toetsoordeel is gebaseerd op de beschikbare toetsrapportage. Deze toetsrapportage is opgesteld in de periode vanaf 2000 tot aan 2008 en voorziet in een groot aantal deelrapportages, waarin al veel is onderzocht. Zo is gedetailleerd naar de sterkte van veen gekeken met verschillende beproevingsmethoden en zijn geohydrologische verschillende aanpassingen gedaan.

Ten behoeve van de doorvertaling van de proefresultaten is een inventarisatie van het complete dijktraject gemaakt om zo te kunnen beoordelen voor welke dijkvakken de voorkomens van veen bepalend kunnen zijn voor de sterkte en waar de aanwezige geometrie en ondergrond gunstiger, c.q. ongunstiger is dan nabij het proefvak. Hiervoor zijn de geotechnische lengteprofielen en ingemeten dwarsprofielen gebruikt. Op basis hiervan is een inventarisatie gemaakt naar locaties waar de ondergrond gunstiger of ongunstiger is dan de locatie waar de proef is uitgevoerd. Bij de beoordeling is gekeken naar de samenstelling van het slappe lagenpakket (vooral de dikte en diepte ligging van de veenlagen) gekeken, en naar mogelijk hogere waterspanningsreacties in de ondergrond als gevolg van aanwezigheid van zand(erige) lagen. Wanneer de veenlaag naast de dijk (in het achterland) minder dan 1,5 m dik is en onder de dijk wordt afgedekt met kleilagen is, op basis van engineering judgement, ervan uitgegaan dat de sterkte van het veen niet doorslaggevend is op het toetsresultaat. Dit wordt bevestigd door de berekeningsresultaten van de betreffende doorsnedes.

Bij de beoordeling van de geometrie is eveneens een onderscheid gemaakt naar een gunstigere of ongunstigere situatie in vergelijking met de situatie bij het proefveld. Hierbij zijn criteria beschouwd die een invloed op de berekende stabiliteit hebben deze zijn:

- Kruinhoogte.
- Steilheid van het binnentalud.
- Aanwezigheid van een kwelsloot.
- De afstand tussen de binnenkruinlijn en de kwelsloot (lengte van het glijvlak).

Niet het gehele traject Hoorn – Amsterdam is afgekeurd. Voordat de hiervoor beschreven indeling van het traject Hoorn – Amsterdam wordt gemaakt worden eerst die dijkvakken die reeds zijn goedgekeurd eruit gefilterd. De onderstaande tabel geeft een samenvatting van de toetsresultaten van de reeds goedgekeurde dijkvakken. De tabel geeft de gebruikte dijkvakindeling weer en de gekozen maatgevende dwarsprofielen. In de zevende kolom wordt aangegeven in hoeverre op basis van de gehanteerde uitgangspunten opdrijven van het slappe lagenpakket mag worden verwacht. Bij een opdrijf factor $> 1,2$ is het fenomeen opdrijven van het slappe lagenpakket niet relevant. Vervolgens worden de berekende evenwichtsfactoren bij neerslag, MSTBI neerslag en bij maatgevend hoog water, MHW, gepresenteerd. Voor de toetsresultaten is onderscheid gemaakt tussen de berekende evenwichtsfactoren voor cirkels die door de kruin gaan, zone 1 en cirkels die door de berm gaan, zone 2.

Dijk	Dijkvak	Rep profiel	Dijkpaal		Lengte dijkvak [m]	Opdrijf factor	MSTBI Neerslag	MHW	
			van	tot				Zone 1	Zone 2
gestelde eis:							1,08	1,18	1,08
20	20a-1	1	0	2.5	250	>1,2	1,22	1,49	
20	20a-2	3	2.5	3.5	100	>1,2	1,3	1,56	
20	20a-3	5	3.5	10	650	>1,2	3,52	3,52	
20	20a-4	12	10	14	400	>1,2	1,28	1,30	
20	20b-1	49	48.5	49.5	100	>1,2	1,43	1,30	
20	20b-4b	64	62	65	300	>1,2	1,45	1,27	
22	22-2	11	6	12	600	>1,2	1,43	1,38	
23	23-11	97	97	98	100	>1,2	1,28	1,36	1,13
24	24-3	13	13	14	100	>1,2	1,24	1,28	
24	24-9	34	33.7	43	930	>1,2	1,35	1,47	
25	25-5	11	11	19	800	>1,2	1,08	1,18	
25	25-6	19	19	25.5	650	>1,2	1,22	1,18	1,18
25	25-8	39	39	42	300	>1,2	1,22	1,55	
25	25-9	42	42	52.7	1070	>1,2	1,08	1,18	
26	26-1	0	0	2	200	>1,2	1,08	1,18	
27	27-2	9	8.5	17	850	>1,2	1,58	1,66	
27	27-3	17	17	31	1400	>1,2	1,41	1,43	
27	27-4	31	31	37	600	>1,2		1,62	
27	27-5	37	37	53.4	1640	>1,2		1,39	
28	28-8	97	97	111	1400	>1,2	1,45	1,45	
28	28-10	129	115	132	1700	>1,2	1,48	1,63	
28	28-12	138	135	143.3	830	>1,2	1,47	1,47	
29	29-16	157	156.7	184	2730	>1,2	1,42	1,47	

Tabel 4.1 Huidige toetsresultaten van de reeds goedgekeurde dijkvakken uit het traject Hoorn – Amsterdam, bron: rapport 1204-0098-001, juli 2006 Fugro ingenieursbureau bv

4.3 Indeling representatieve dijkvakken

Op basis van de beschikbare informatie is het traject Hoorn – Amsterdam in de volgende groepen ingedeeld:

- Groep 0; dit zijn de dijkvakken die in de toetsing, op basis van de vigerende leidraden, de score goed of voldoende hebben toegekend gekregen. Deze groep is verder niet in beschouwing genomen.
- Groep 1; dit zijn de dijkvakken die in de tweede toetsronde zijn afgekeurd, maar waar geen of weinig veen, maximaal 1,5 m, in de ondergrond aanwezig is. Dit zijn de dijkvakken waarin weinig winst te verwachten is als alleen de sterkte van veen wordt geoptimaliseerd.
- Groep 2; dit zijn de dijkvakken waar in de ondergrond een veenlaag aanwezig is die dikker is dan 1,5 m, maar dunner dan op de proeflocatie aanwezig is, 4,5 m. Tevens hebben deze dijkvakken een geometrie die voor de stabiliteit gunstiger is dan de geometrie van het dijkvak ter plaatse van het proefveld.
- Groep 3; dit zijn de dijkvakken waar in de ondergrond een veenlaag aanwezig is die dikker is dan ter plaatse van het proefveld, 4,5 m. Tevens hebben deze dijkvakken een geometrie die voor de stabiliteit gunstiger is dan de geometrie van het dijkvak ter plaatse van het proefveld.

- Groep 4; dit zijn de dijkvakken waar in de ondergrond een veenlaag aanwezig is die dikker is dan 1,5 m, maar dunner dan op de proeflocatie aanwezig is, 4,5 m. Tevens hebben deze dijkvakken een geometrie die voor de stabiliteit ongunstiger is dan de geometrie van het dijkvak ter plaatse van het proefveld.
- Groep 5; dit zijn de dijkvakken waar in de ondergrond een veenlaag aanwezig is die dikker is dan ter plaatse van het proefveld, 4,5 m. Tevens hebben deze dijkvakken een geometrie die voor de stabiliteit gunstiger is dan de geometrie van het dijkvak ter plaatse van het proefveld.

Tabel 4.2 geeft per groep de gesommeerde lengte van de dijkvakken die in die groep vallen.

		Geometrie	
		Ongunstiger	Gunstiger
Ondergrond (veenlaagdikte)	ongunstiger	0,6 km (groep 5)	4,9 km (groep 3)
	gunstiger	10,2 km (groep 4)	4,2 km (groep 2)
Veenlaag dunner dan 1,5 m		8,7 km (groep 1) op basis van dijkvak 23-6 rep profiel 64	

Tabel 4.2 Vertaling resultaten proef naar aangrenzende dijkvakken

In totaal volgt uit de informatie dat voor 19,1 kilometer momenteel het toetsoordeel voldoende is voor wat betreft het toetsoordeel macrostabiliteit. Voor ruim 8,7 km blijkt uit de berekeningsresultaten van de toetsberekeningen de ondergrond niet doorslaggevend voor het toetsoordeel te zijn. Op basis van de toetsgegevens is vastgesteld dat de veenlaag hier minder dan 1,5 m dik is. In die gevallen dat de veenlaag om en nabij een dikte heeft van 1,5 m kan het resultaat van de berekeningen in groep 2 maatgevend worden gesteld, zodat zowel voor groep 2 als groep 1 hetzelfde maatgevend profiel is gebruikt.

In de Bijlage A is aangegeven welk dijkvak in welke groep is ingedeeld. Het dwarsprofiel en ondergrond ter plaatse van het proefterrein is gebruikt als referentie. Het vak waarin dit dwarsprofiel valt, vak 28-3, wordt aangeduid met referentievak. Dit vak is niet opgenomen in de tabellen. Uit de verdeling volgt dat het proefvak zelf redelijke conservatief is gekozen, immers is slechts 0,6 km als slechter gekwalificeerd. Per deel worden de volgende profielen maatgevend gesteld.

		Geometrie	
		Ongunstiger	Gunstiger
Ondergrond (veenlaagdikte)	ongunstiger	Dijkvak 28-11, rep profiel Dp 134	Dijkvak 28-2, rep profiel Dp 63
	gunstiger	Dijkvak 20-8, rep profiel Dp 34	Dijkvak 23-6, rep profiel Dp 64
Veenlaag dunner dan 1,5 m		Dijkvak 23-6, rep profiel 64	

Tabel 4.3 Maatgevende profielen

4.4 Ervaring met het dijkvak

Bij de aanvang van het onderzoeksproject “Dijken op Veen” is een inventarisatie uitgevoerd van de beschikbare achtergrondinformatie die de toetsing en het ontwerp is gebruikt. Hierbij was, op dat moment, De afrondende rapportages waarin de toetsscores werden toegekend niet beschikbaar. Om toch zo goed mogelijk gebruik te maken van de kennis en ervaring die is opgedaan bij het uitvoeren van de toetsing is ten behoeve van het bepalen van de uiteindelijke representatieve profielen overleg geweest met het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier, HHNK en het door het HHNK voor de toetsing van de Markermeerdijken ingeschakelde geotechnische adviesbureau, Fugro Geoservices b.v. De representatieve profielen zijn in 3 sessies besproken. Ook zijn, zoals eerder aangegeven, de modelschematisaties van de 4 representatieve profielen opgesteld door Fugro Geoservices b.v.. Hiervoor is gekozen om de meest actuele informatie en ervaring mee te nemen in de opzet van de modelschematisatie. Het resultaat hiervan is opgenomen in bijlage E.

Bij het bepalen van de representatieve profielen is de locatie in verschillende gevallen aangepast naar aanleiding van dit overleg. De aanpassingen hadden enerzijds betrekking op de representativiteit van het profiel en anderzijds op de toegankelijkheid van de locatie, ten behoeve van het uitvoeren van de aanvullende sonderingen.

Naast de toetsresultaten is informatie die betrekking geeft op het gedrag van de dijk een kruindaling analyse opgesteld door Fugro Geoservices b.v. en gerapporteerd onder rapport “predictie kruindaling Markermeerdijk Edam –Amsterdam” met rapportnummer U01284002. Hierin wordt voor het betreffende dijktraject op basis van historische metingen een extrapolatie uitgevoerd voor de kruindaling in de komende 50 jaar. Deze extrapolatie is gebaseerd op historische kruinhoogte metingen. Omdat de afgelopen 50 jaar weinig dijkverhogingen zijn geweest geven de kruinhoogte metingen momenteel een redelijke indruk van de “kruip” van de dijk. Hieruit volgt dat de maximale kruindaling snelheid wordt verwacht bij dijk 27 dp 40 tot 54, een stuk dijk wat op basis van de sterkte is goed getoetst. Overigens volgt uit de satellietbeelden wel dat de dijk bij dp 31, in de buitenbocht aan een relatief grote vervorming onderhevig is. Dit wordt bevestigd door de daar aanwezige reparatieplek in het asfalt.

De gemiddelde verwachte kruindaling over de komende 50 jaar varieert tussen 0,10 m, dijk 27 dp 1-8 en 0,85 m, dijk 27 dp 40 - 54. Gemiddelde bedraagt de kruindaling circa 0,01 m/jaar. Dit is overigens een vrij gebruikelijke daling die in veenweide gebieden ook wel wordt gehanteerd als achtergrondzetting voor de polder en daarmee niet bovenmatig groot.

Verder is in het verleden gekeken naar het toepassen van “bewezen sterkte” technieken voor de dijk. Echter, omdat de vorm van de golf van het huidige maatgevende meerpeil sterk afwijkt van de hoogwatergolven die de dijk in het verleden heeft overleefd levert dit weinig informatie op over het verwachte gedrag van het huidige dijklichaam bij de huidige verwachting van extreme condities.

4.5 Satellietbeelden

Door te variëren met de ondergrondopbouw en geometrie van het dijklichaam wordt de gevoeligheid van beiden op de lokaal behaalde resultaat vastgesteld. Doordat tevens bekend is langs welke lengte dijkstrekking deze variatie gunstig of ongunstig werkt kan op kwalitatieve wijze worden vastgesteld welke mate van winst langs de verschillende dijkvakken mogelijk is na het afronden van het onderzoeksprogramma. De satellietbeeldanalyses geven hierbij een link tussen enerzijds de theorie, waar verschillen verwacht worden op basis van de verschillen in de ondergrond en geometrie en anderzijds de waargenomen vervormingen van het dijklichaam die duiden op verschillen in stabiliteit. De satellietbeeldanalyses geven daarmee een “reality check” van de bureauanalyses.

Van het dijktraject Hoorn – Amsterdam is met behulp van satellietbeelden, die over de afgelopen 10 jaar zijn verzameld, een analyse gemaakt van de vervormingen die het dijklichaam, in die periode, heeft ondergaan. De resultaten van deze vervormingsanalyse geeft extra informatie over de stabiliteit van de waterkering. Daar waar de stabiliteit gering is, zal de vervorming groter zijn dan op locaties waar de stabiliteit hoog is. Uit de vervormingsanalyse van de satellietbeelden kunnen de dijkvakken onderling vergeleken worden.

Opgemerkt wordt overigens dat de deformaties vanuit de satelliet opname hoofdzakelijke gebaseerd zijn op elementen die relatief goed reflecteren (veel reliëf), zoals bijvoorbeeld de steenbestorting op het buitentalud. De vervorming die dan wordt gemeten kan bijvoorbeeld ook worden verklaard door onderhoudswerken waarbij enkele blokken zijn herschikt. Hierdoor is de gemeten vervorming niet altijd één op één te relateren aan de ondergrond. Wel kunnen er trends worden onderkend. Door deze trend te vergelijken met de beschikbare informatie uit de toetsing en ontwerp van de Markermeerdijken wordt een onafhankelijke controle uitgevoerd.

Wanneer de vakken in paragraaf 4.3 worden vergeleken met het resultaat van de satellietbeelden, dan is de eerste conclusie dat delen die duidelijk de meeste vervorming laten zien niet in groep 5 vallen, vakken die slechter zijn dan het proefvak. Het proefvak valt in een deel wat niet extreem vervormt, maar aan de ondergrens van de vervormingsnelheid per jaar ligt. De vakken in groep 5 geven ongeveer het zelfde beeld als het gaat om de vervormingssnelheid per jaar. Dit is tegen de verwachting in. Verwacht zou worden dat dijken die én een ongunstiger ondergrond én een ongunstiger geometrie hebben veel zouden vervormen.

De dijkvakken uit groep 3, waar wel sprake is van een ongunstiger ondergrond, maar een gunstiger geometrie, laten wel veel vervorming zien. Hieruit volgt de conclusie dat een dikke veenlaag leidt tot meer meetbare vervormingen. Opgemerkt wordt dat er weinig dijkvakken in groep 5 vallen, er zijn automatisch minder metingen van dijkvakken in deze groep. Dat dijkvakken in groep 3, met een gunstiger geometrie dan het dijklichaam ter plaatse van de proeflocatie, wel relatief veel vervorming vertonen kan mogelijk aanduiden dat de gemeten vervorming gerelateerd is aan maaivelddaling en niet aan een gebrek aan stabiliteit.

De profielen in groep 4 en 2 laten eveneens een geringe vervormingsnelheid zien, terwijl vakken in segment 3 wel meer delen laten zien die meer vervormen. Dit laatste kan gerelateerd worden aan de bodemopbouw.

Dijkvakken die nu al voldoende worden getoetst hebben overigens ook een aantal trajecten die vervormen, bijvoorbeeld dijk 27 bij dp 30 en dijk 25 dp 15.

De resultaten van de analyse van de satellietbeelden en beschrijving van de toegepaste technieken zijn toegevoegd in bijlage B. De resultaten zijn gebruikt als onafhankelijke controle op de keuzes die zijn gemaakt op basis van de informatie uit de toetsing en dijkversterking. De resultaten geven geen reden om de indeling in vakken zoals voorgesteld in de vorige paragraaf aan te passen.

4.6 Samenvatting en conclusies inventarisatie omringende dijkvakken

Uit de combinatie van de verschillen in ondergrond en geometrie, de beheerderservaring met het dijkvak en het met satellietbeeld waargenomen relatieve verschil in vervorming van de verschillende dijkvakken zijn vier maatgevende profielen gekozen. Elk profiel is maatgevend voor een van de categorieën, zie Tabel 4.4.

		Geometrie	
		Ongunstiger	Gunstiger
Ondergrond (veenlaagdikte)	ongunstiger	Dijkvak 28-11, rep profiel Dp 134	Dijkvak 28-2, rep profiel Dp 63
	gunstiger	Dijkvak 20-8, rep profiel Dp 34	Dijkvak 23-6, rep profiel Dp 64
Veenlaag dunner dan 1,5 m		Dijkvak 23-6, rep profiel 64	

Tabel 4.4 Maatgevende profielen

De vertaling van het lokaal gevonden resultaat naar het omringende dijkvak Hoorn – Amsterdam zal vanuit van deze vier categorieën plaats vinden. Aan de hand van de vier categorieën uit Tabel 4.4 wordt inzichtelijk gemaakt wat de consequenties zijn van de resultaten van de veldproeven voor de berekende stabiliteit van het dijktraject Hoorn – Amsterdam.

5 Uitvoering en analyse veldproeven

5.1 Afbakening stap 3

Door onafhankelijk van elkaar sterkte eigenschappen uit laboratoriumproeven en veldsonde metingen enerzijds en de gemobiliseerde sterkte in de veldproeven anderzijds te bepalen kan een uitspraak worden gedaan welke laboratoriumproef of type veldsonde meting het beste geschikt is voor het bepalen van de sterkte eigenschappen van veen. Gedurende het onderzoek zijn een aantal rapporten opgesteld waarin de laboratoriumproeven, de veldsondemetingen en veldproeven zijn beschreven. Voor de details wordt naar deze rapporten verwezen:

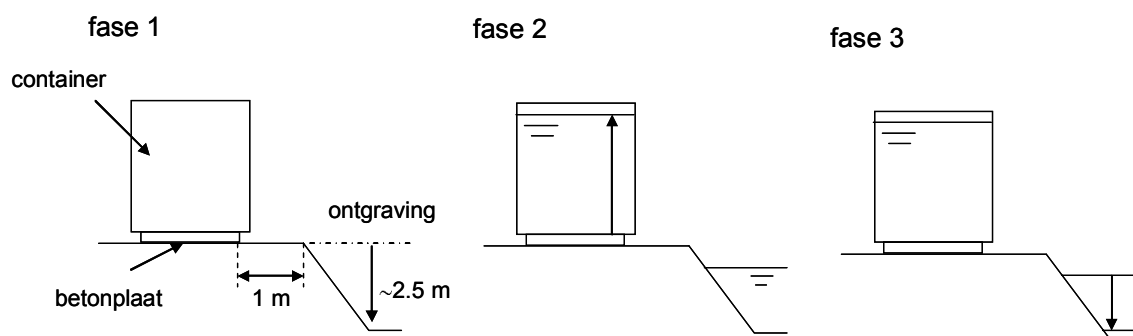
- Factual report opleveren bouwterrein, rapport nummer 1203768-008-GEO-0001 d.d. 27 oktober 2011.
- Factual report opleveren proefopstelling, rapportnummer 1203768-002-GEO-0003 d.d. 7 november 2011.
- Dijken op Veen, factual report uitvoeren proef 1 & 2, rapportnummer 1203768-010-GEO-0001, d.d. oktober 2011.
- Factual report opbouwen proef 3, 4 en 5, rapportnummer 1203768-002-GEO-0004 d.d. 12 december 2011.
- Dijken op Veen, factual report uitvoeren proef 4 & 5, rapportnummer 1203768-002-GEO-010, d.d. april 2012.
- Dijken op Veen, factual report laboratoriumproeven, rapportnummer 1203768-005-GEO-0002, d.d. maart 2012.
- Dijken op Veen, analyse veldproeven rapportnummer 1203768-012-GEO-0004 d.d. juni 2012-06-13.

De veldsondemetingen zijn beschreven in het analyse rapport, 1203768-012-GEO-0004. De samenvatting en de conclusies uit het analyse rapport zijn in de onderstaande paragraaf weergegeven. Opgemerkt wordt dat oorspronkelijk 5 veldproeven waren gepland waarbij de vijfde veldproef een langere doorlooptijd had. Deze proef zou vanwege de beschikbare tijd niet in dit eindverslag worden betrokken, maar later worden gerapporteerd. Tijdens de uitvoering is proefopstelling 3 vroegtijdig bezwaken. De metingen van deze proef zullen in het kader van het SBW onderzoek nader worden bekeken, maar zijn niet meer in het onderzoek "Dijken op Veen" opgenomen. In plaats van proef 3 is proef 5 uitgevoerd. Ter vervanging van een langlopende proef is proef 6 opgezet. De resultaten van proef 6 zullen in een later stadium worden gerapporteerd. De onderstaande resultaten zijn gebaseerd op de uitvoering van de proeven 1, 2, 4 en 5.

5.2 Opzet en uitvoering proeven

De documenten, die genoemd zijn in paragraaf 5.1, geven een uitgebreide omschrijving van de uitgevoerde proeven. In deze paragraaf wordt een korte samenvatting gegeven.

Er zijn twee typen proeven uitgevoerd. In de eerste type proef wordt het veen direct belast tot bezwijken. Dit wordt aangeduid met single stage loading test en geeft een indruk van de sterkte van veen in oorspronkelijke toestand zoals dat aan de teen van een dijklichaam aanwezig is. Dit type proef bestaat uit drie fasen

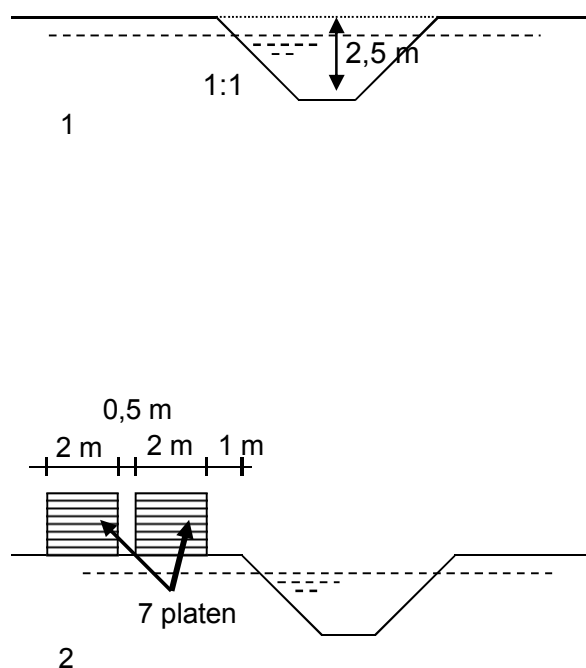


Figuur 5.1 Principe single stage loading test, proeven 1 en 2

Figuur 5.1 geeft het principe van de single stage loading test. In de eerste fase wordt de container geplaatst en een ontgraving gerealiseerd. In de tweede fase wordt de container stapsgewijs gevuld. Indien nog geen bezwijken is opgetreden wordt de waterstand in de ontgraving stapsgewijs verlaagd. Er worden telkens kleine stapjes genomen om de bezwijkbelasting zo dicht mogelijk te benaderen. De totale proef duurt enkele dagen. De belasting snelheid komt daarmee overeen met het optreden van hoog water op een rivier.

De proeven 1 en 2 zijn uitgevoerd als single stage loading tests. De proeven zijn vrijwel identiek uitgevoerd om een indruk te krijgen van de reproduceerbaarheid.

De tweede type proef is een multi stage loading proef. In dit type proef wordt een belasting aangebracht gevolgd door een wachttijd. Hierdoor wordt de ondergrond voorbelast en neemt de sterkte toe. Dit is te vergelijken met de situatie van veen onder de waterkering. Als gevolg van de langdurige aanwezigheid is het veen onder het dijklichaam samengedrukt en heeft het aan sterkte gewonnen. Om na te gaan of dit proces in het rekenkundig simuleren van veengedrag goed wordt beschreven worden multi stage loading proeven uitgevoerd. De 5 stappen van de multi stage loading test zijn schematisch weergegeven in Figuur 5.2.

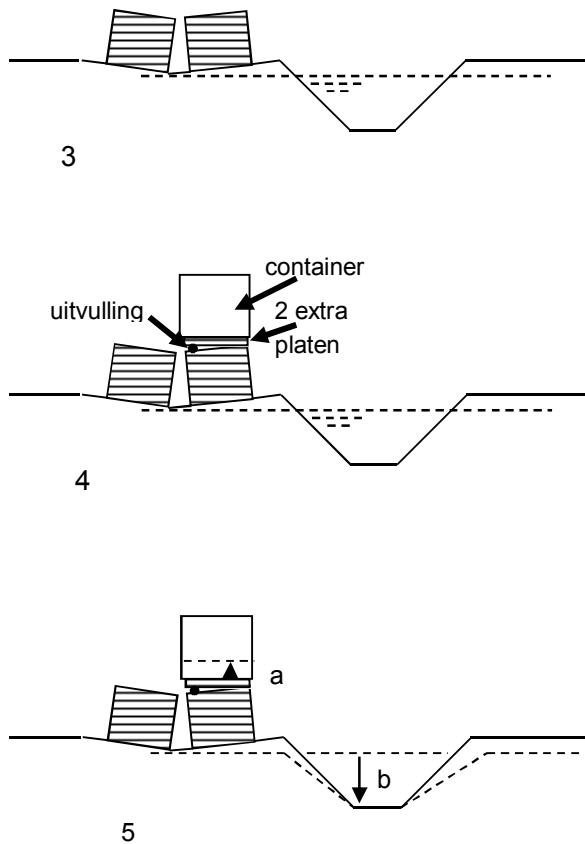


Stap 1

Het realiseren van de sloten. De afmetingen zijn gelijk gekozen aan de afmetingen die zijn toegepast bij de proeven 1 en 2. Dit is een taludhelling 1:1, diepte 2,5 m (gegraven diepte) en een breedte op maaiveld van 6 m. De sloten zijn droog ontgraven, zodat geen twijfel bestaat over het gerealiseerde profiel, maar direct na gereedkomen gevuld met water.

Stap 2

Plaatsen voorbelasting. Er zijn twee rijen van 7 platen hoog geplaatst. De eerste rij op 1 m uit de insteek van de sloot. De afstand tussen de rijen was 0,5 m. De platen zijn gefaseerd aangebracht. De eerste stap bestond uit 4 platen, vervolgens 2 platen en tenslotte 1 plaat. Op basis van de monitoring is besloten wanneer de platen werden geplaatst.

**Stap 3**

Consolidatie- en kruiptijd. Voor de proeven 4 en 5 is 2 maanden consolidatie- en kruiptijd aangehouden.

Stap 4

Opbouw en start doorbelasten. Op de scheefgezakte platen is een uitvulling aangebracht d.m.v. folie, zandzakken en los gestort zand met daarop 2 extra platen gevolgd door de containers.

Stap 5

Vervolg doorbelasten. De containers zijn gevuld met water in stappen van 25 cm, stap 5a. Vervolgens is de waterstand in de sloot stapsgewijs verlaagd, stap 5b.

Figuur 5.2 Principe multi stage loading test, proeven 4 en 5

De proeven 4 en 5 zijn uitgevoerd als Multi stage loading test. De proeven zijn vrijwel identiek uitgevoerd om een indruk te krijgen van de reproduceerbaarheid van de resultaten. Figuur 5.3 geeft een impressie van de uitvoering van de proeven.



Figuur 5.3 Sfeerimpressie proefuitvoering, links: single stage loading test, proef 2, rechts; multi stage loading test, proef 5

Er bleek een duidelijk verschil in bezwijken tussen de proeven 1 en 2 enerzijds en 4 en 5 anderzijds. Bij de proeven 1 en 2 kantelden de containers achterover. Bij de proeven 4 en 5 kantelden de betonplaten voorover totdat de containers, die op de betonplaten stonden, eraf

gleden. Bij geen van de proeven is progressief falen gevonden. Na elke belastingsstap ontstond eerst een versnelling van de vervormingen van de ondergrond die na verloop van tijd weer tot rust kwamen. Bij de eerste stappen is de versnelling klein en komen de vervormingen snel weer tot rust bij de latere stappen zijn de versnellingen groter en duurt het langer tot de vervormingen weer tot rust komen. Bij de proeven 1 en 2 is een duidelijk moment aan te wijzen, gebaseerd op de gevonden versnellingen, die het bezwijkmoment weergeeft. Voor de proeven 4 en 5 is dit niet het geval. Waarschijnlijk zijn, na grote deformaties, de containers van de platen afgegleden voordat de ondergrond was bezweken. Opgemerkt wordt dat bij de proeven 4 en 5 één container een ander bezwijkpatroon volgde. Deze container zakte verticaal de grond in, waarbij de ondergrond zijdelings werd weggeperst. In paragraaf 5.4 wordt nader ingegaan op het gevonden bezwijkpatroon.

5.3 Vergelijking proefresultaten met rekenwijzen

5.3.1 Toelichting werkwijzen

In het plan van aanpak is geconstateerd dat er verschillende methoden zijn voor het berekenen van de stabiliteit en het bepalen van de bijbehorende sterkte-eigenschappen. Omdat het hierbij gaat om de combinatie van rekenmethoden en parameterbepaling zijn de methoden aangeduid met werkwijzen. In totaal zijn vooraf 7 werkwijzen beschreven. De 7 werkwijzen sluiten aan bij de huidige praktijk van toetsen van dijken en ontwerp van dijkversterkingen. Er wordt dus uitgegaan van thans beschikbare rekenmodellen in combinatie met beschikbare veld- of laboratoriumproeven voor het bepalen van de bijbehorende eigenschappen. Tabel 5.1 geeft een overzicht van de 7 gekozen werkwijzen. Deze tabel is een herhaling van Tabel 2.2.

Werkwijze	Rekenmodel	Parameterbepaling / laboratoriumproeven
1	LiftVan	Huidige werkwijze met gedraineerde sterkte parameters uit multistage triaxiaalproeven
2	LiftVan	Huidige werkwijze met gedraineerde sterkte parameters uit isotroop geconsolideerde single stage triaxiaalproeven
3*	LiftVan	Gedraineerde sterkte eigenschappen bij 2% en 5% rek uit anisotroop geconsolideerde single stage proeven
4*	LiftVan	Ongedraineerde sterkte-eigenschappen gebaseerd op pieksterkte van anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven
5	LiftVan	Ongedraineerde sterkte eigenschappen zoals uitgewerkt in het SBW onderzoek werkelijke sterkte. Voor veen worden DSS proeven uitgevoerd, voor klei anisotroop geconsolideerde single stage triaxiaalproeven. Daarnaast wordt het grensspanningsverloop over de diepte vastgesteld aan de hand van een aantal samendrukkingsproeven
6	LiftVan	Ongedraineerde sterkte parameters bepaald uit veldsonde metingen, zoals bol-sonde, sondering etc.
7	EEM	De sterkte- en stijfheidseigenschappen worden bepaald aan de hand van de proeven die voor werkwijze 4 en 5 worden uitgevoerd

Tabel 5.1 Toelichting verschillende werkwijzen voor het uitvoeren van de analyse * = methode is iets aangepast ten opzichte van oorspronkelijk plan van aanpak

Voor de werkwijzen 1 tot met 6 is de stabiliteit berekend voor drie momenten uit de proeven 1 en 2. Het eerste moment is na het gereedkomen van de ontgraving. Het tweede moment is het moment waarop de container gevuld is en het waterpeil in de sloot nog niet verlaagd is.

Het derde moment tenslotte is het moment waarop de container gevuld is en de waterstand verlaagd is. De exacte waterstanden in de container en ontgraving zijn bepaald uit de metingen en weergegeven in Tabel 5.2. Het berekeningsresultaat is vergeleken met de waarneming dat bezwijken alleen in de laatste fase optrad, de fase waarin de waterstand wordt verlaagd. Wrijving langs de zijvlakken zal voor extra wrijvingsweerstand zorgen. Omdat de omvang van de opgewekte bezwijkmechanismen enigszins kleiner is dan de omvang van maatgevende glijvlakken van waterkeringen is dit in het ontwerprapport en het analyse rapport nader uitgewerkt. Het 3D effect, de extra wrijvingsweerstand aan de kopvlakken, kan worden verdisconteerd door aan te nemen dat bezwijken optreedt bij een berekende evenwichtsfactor lager dan 1,0. In het ontwerprapport en het analyserapport is onderbouwd dat 0,9 hiervoor een geschikte waarde is. Voor de berekeningen uit Tabel 5.1 wil dit zeggen dat indien in de eerdere fasen de berekende evenwichtsfactor groter dan 0,9 wordt berekend en in de laatste fase kleiner of gelijk aan 0,9 de berekeningen aansluiten met de waarnemingen. Indien in de eerdere fasen een berekende evenwichtsfactor kleiner dan 0,9 wordt gevonden betekent dit dat de sterkte onderschat. Indien in de laatste fase een berekende evenwichtsfactor groter dan 0,9 wordt gevonden, wordt de sterkte overschat.

Naar aanleiding van voortschrijdend inzicht zijn de werkwijzen 3 en 4 iets aangepast ten opzichte van de omschrijving uit het plan van aanpak. Bij methode 3 is ook het 5% rek criterium toegevoegd. Hiermee wordt aangesloten op de discussie omtrent het toelaatbare rek criterium. Bij methode 4 is de ongedraineerde sterkte, in plaats van de gedraineerde sterkte-eigenschappen, bepaald.

De wijze waarop de ongedraineerde sterkte van veen uit de triaxiaalproeven is bepaald behoeft enige toelichting. De monsters in de triaxiaal compressie proeven bezwijken bij het bereiken van de Tension Cut Off lijn. Dit wil zeggen dat de waterspanning in het monster gelijk is geworden met de celdruk waardoor het monster geen horizontale effectieve steundruk heeft en bezwijkt. Het bepalen van gedraineerde sterkte-eigenschappen voor een dergelijk bezwijkcondities leidt tot onrealistisch hoge sterkte-parameters. Een analyse met ongedraineerde sterkte eigenschappen leidt echter wel tot bruikbare resultaten. Dit was vooraf bij het opstellen van de werkwijzen voorzien, het idee was aan te tonen dat de gedraineerde sterkte –eigenschappen uit triaxiaal compressie proeven bij maximale rek geen bruikbare resultaten opleveren. Dit blijkt echter een triviale conclusie en het onderzoeken van de toepasbaarheid van de ongedraineerde sterkte eigenschappen uit de compressie proeven bij maximale rek lijkt zinvolle toevoeging.

De waterspanningen en stijghoogten in de berekening zijn overgenomen uit de metingen tijdens de proef. De metingen geven de opgetreden wateroverspanningen weer als gevolg van de aangebrachte belasting en eventueel weer deels afstromen als gevolg van consolidatie. De uitgangspunten zijn weergegeven in Tabel 5.2. Op dit punt hoeft in de berekeningen geen verdere aannamen te worden gedaan. De belastingsspreiding is aangehouden op 2(v):1(h). Deze aanname is alleen van belang voor de berekeningen met gedraineerde eigenschappen, c' en φ' . Het aangehouden steile verloop van de spanningsspreiding sluit aan bij de veldwaarnemingen dat op korte afstand van de proefopstelling geen zettingen zijn waargenomen. Het steile verloop past tevens bij de lage waarde voor K_0 die uit de K_0 CRS proeven volgden voor veen. Ook de eindig elementen berekeningen laten een zeer steil verloop van de spanningsspreiding zien.

In de proeven 1 en 2 is duidelijk bezwijken van de ondergrond aangetroffen. Bij de proeven 4 en 5 is sterk vervormen gevonden, maar kan de raag gesteld worden of de maximale schuifweerstand wel is aangesproken. De vergelijking tussen de berekeningen met de

werkwijzen 1 tot en met 7 en de waarnemingen uit de veldproeven richten zich voornamelijk op de proeven 1 en 2.

Proef	Variant	Ontgravings -diepte [NAP – m]	Waterpeil ontgraving [NAP – m]	Stijghoogte BK laag [NAP – m]	Stijghoogte OK laag [NAP – m]
1	situatie 1, na ontgraven	3,40	3,16	1,42	1,62
	situatie 2, na vullen containers	3,40	1,90	1,03	1,20
	situatie 3, na verlagen waterpeil	3,40	2,20	1,03	1,20
2	situatie 1, na ontgraven	3,50	2,90	1,82	1,55
	situatie 2, na vullen containers	3,50	2,31	1,20	1,27
	situatie 3, na verlagen waterpeil	3,50	3,50	1,20	1,27

Tabel 5.2 Uitgangspunten m.b.t. stijghoogten in ondergrond en ontgraving ten behoeve van de berekeningen

De benodigde parameters zijn bepaald uit het laboratoriumonderzoek. Methode 7, toepassen EEM vergt een groot aantal benodigde parameters die afwijken van de benodigde parameters voor de overige werkwijzen. Deze andere 6 werkwijzen maken gebruik van ofwel de gedraineerde sterkte-eigenschappen c' en φ' of van de ongedraineerde sterkte s_u . Tabel 5.3 geeft een samenvatting. Vanwege de afwijkende parameters is werkwijze 7 hier weggelaten. Ter vergelijking zijn de verwachtingswaarde van de sterkte-eigenschappen zoals die zijn bepaald conform de vigerende werkwijze voor het ontwerp van de dijkversterking toegevoegd.

Werkwijze	Variant	c' [kPa]	φ' [°]	s_u [kPa]
-	ontwerpuitgangspunten	1,60	15,7	n.v.t.
1	Multi Stage proeven	1,80	16,8	n.v.t.
2	Single Stage proeven 2%	1,00	18,1	n.v.t.
	Single Stage proeven 5%	0,77	30,9	n.v.t.
3	Single Stage Anisotroop 2%	3,24	30,68	n.v.t.
4	Single Stage anistroop piek sterkte	n.v.t.	n.v.t.	5,90
5	DSS proeven terreinspanning	n.v.t.	n.v.t.	7,11
6	correlatie bolsonde	n.v.t.	n.v.t.	5,75 (proef 1) 6,29 (proef 2)

Tabel 5.3 Samenvatting sterkte-eigenschappen voor de verschillende werkwijzen.

5.3.2 Werkwijze 1

Werkwijze 1 is gebaseerd op multi stage triaxiaalproeven. Dit is de werkwijze conform de vigerende leidraden. In het analyse rapport is geconcludeerd dat de resultaten van de multi

stage triaxiaalproeven goed aansluiten bij de sterkte-eigenschappen die zijn gebruikt bij het ontwerp van de dijkversterking.

Proeffase	SF proef 1	SF proef 2
situatie 1, na ontgraven	0,48	0,58
situatie 2, na vullen containers	0,49	0,41
situatie 3, na verlagen waterpeil	0,45	0,34

Tabel 5.4 Berekeningsresultaten, methode LiftVan gebaseerd op de multi stage triaxiaalproeven

Tabel 5.4 geeft de resultaten van de berekeningen op basis van de Multi Stage triaxiaalproeven. Voor alle drie de situaties in beide proeven worden zeer lage evenwichtsfactoren berekend, ook in de eerste situatie waarin voor beide proeven geen tekenen van instabiliteit zijn waargenomen. Geconcludeerd wordt dat de resultaten uit de Multi Stage triaxiaalproeven de sterkte van het veen duidelijk onderschatten.

5.3.3 Werkwijze 2

Werkwijze 2 is gebaseerd op de single stage triaxiaalproeven. In deze werkwijze is aansluiting op de huidige adviespraktijk gekozen voor berekeningen met parameters bepaald met het 2% respectievelijk 5% rek criterium. Opgemerkt wordt dat uit de 5% benadering een duidelijk grotere hoek van inwendige wrijving volgt, maar dat de waarde van de cohesie iets lager is. De berekeningsresultaten zijn in de onderstaande tabellen weergegeven.

Proeffase	SF proef 1	SF proef 2
situatie 1, na ontgraven	0,32	0,43
situatie 2, na vullen containers	0,39	0,32
situatie 3, na verlagen waterpeil	0,34	0,25

Tabel 5.5 Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage triaxiaalproeven, 2% rek

Proeffase	SF proef 1	SF proef 2
situatie 1, na ontgraven	0,34	0,53
situatie 2, na vullen containers	0,53	0,43
situatie 3, na verlagen waterpeil	0,46	0,33

Tabel 5.6 Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage triaxiaalproeven, 5% rek

Tabel 5.5 en Tabel 5.6 geven de berekeningsresultaten gebaseerd op de gedraineerde parameters bepaald uit de single stage, isotroop geconsolideerde, triaxiaalproeven. De berekeningsresultaten leiden voor beide proeven voor alle drie de berekende situaties tot lage evenwichtsfactoren. Ook voor de eerste situatie waar in de proef geen tekenen van instabiliteit zijn waargenomen worden evenwichtsfactoren berekend die duidelijk lager zijn dan 0,9. Met andere woorden de gedraineerde sterkte-eigenschappen die zijn bepaald uit de single stage isotroop geconsolideerde triaxiaalproeven geven een forse onderschatting van de sterkte van het veen in het achterland.

5.3.4 Werkwijze 3

Werkwijze 3 is gebaseerd op anisotroop geconsolideerde single stage triaxiaalproeven waarbij de sterkte is bepaald bij 2% rek. Uit de resultaten zijn bij een vervorming van 2% rek de gedraineerde sterkte-eigenschappen bepaald. De onderstaande tabel geeft de resultaten van de uitgevoerde berekeningen.

Proeffase	SF proef 1	SF proef 2
situatie 1, na ontgraven	0,89	1,08
situatie 2, na vullen containers	0,93	0,78
situatie 3, na verlagen waterpeil	0,83	0,63

Tabel 5.7 Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven bij 2% rek

Ook hier wordt een te lage stabiliteit berekend. Net als de voorgaande varianten gebaseerd op de gedraineerde sterkte eigenschappen c' en φ' . Als gevolg van de lage effectieve spanningen in de veenlaag wordt de sterkte bij gedraineerde sterkte eigenschappen bijna volledig bepaald door de cohesie. Een lage waarde voor de cohesie leidt automatisch tot een lage berekende evenwichtsfactor.

5.3.5 Werkwijze 4

Werkwijze 4 gaat eveneens uit van de anisotroop geconsolideerde single stage triaxiaalproeven. In werkwijze 4 zijn ongedraineerde sterkte-eigenschappen bepaald bij de pieksterkte. Dit levert een schuifsterkte ratio op, $s_u/\sigma'_{vc} = 0,59$. Met $\sigma'_{vc} = 10 \text{ kN/m}^2$ volgt $s_u = 5,9 \text{ kN/m}^2$.

Proeffase	SF proef 1	SF proef 2
situatie 1, na ontgraven	1,24	1,16
situatie 2, na vullen containers	0,77	0,71
situatie 3, na verlagen waterpeil	0,72	0,62

Tabel 5.8 Berekeningsresultaten gebaseerd op de single stage anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven, pieksterkte

De bovenstaande tabel geeft de berekeningsresultaten weer. Bij de eerste situatie wordt een evenwicht berekend groter dan 1,0 bij de tweede en derde situatie wordt een evenwichtsfactor berekend die kleiner is dan 0,9. In de proef werd alleen bezwijken in de laatste situatie gevonden, wel waren er bij de tweede situatie grote vervormingen zichtbaar. Hieruit volgt dat de berekeningen de sterkte enigszins onderschatten.

5.3.6 Werkwijze 5

Werkwijze 5 is gebaseerd op ongedraineerde sterkte eigenschappen uit DSS proeven. De proeven zijn uitgevoerd bij een verticale spanning die overeenkomt met de verticale effectieve spanning in het veld. Naar verwachting geven deze proeven een goede aansluiting op de in het veld gemobiliseerde schuifweerstand. Immers de spanningen waarbij de laboratoriumproef wordt uitgevoerd en de wijze waarop afschuiven plaats vindt sluiten aan bij de wijze waarop de veldproef is uitgevoerd.

Proeffase	SF proef 1	SF proef 2
situatie 1, na ontgraven	1,49	1,40
situatie 2, na vullen containers	0,92	0,85
situatie 3, na verlagen waterpeil	0,86	0,75

Tabel 5.9 Berekeningsresultaten gebaseerd op DSS proeven, geconsolideerd bij de terreinspanning

De berekeningsresultaten uit Tabel 5.9 geven een berekende evenwichtsfactor kleiner dan 0,9 voor de laatste situatie waarin ook bezwijken is gevonden. De eerste situatie waar in de proef geen tekenen van instabiliteit zijn waargenomen wordt een evenwichtsfactor ruim groter dan 0,9 gevonden. In de tweede situatie, na het vullen van de container wordt een

evenwichtsfactor van circa 0,9 berekend. In de proef waren in deze situatie vervormingen reeds duidelijk zichtbaar. De berekeningen gebaseerd op de ongedraineerde schuifweerstand bepaald uit de DSS proeven uitgevoerd bij de terreinspanning sluiten goed aan bij de waarnemingen tijdens de proef.

5.3.7 Werkwijze 6

Werkwijze 6 is gebaseerd op de correlatie met de bolsonde metingen. Aan de hand van de correlatie volgt voor proef 1 $s_u = 5,75$ kPa en voor proef 2 $s_u = 6,29$ kPa. Dit zijn lagere waarden dan rechtsreeks uit de DSS proeven volgt. Het ligt dan ook voor de hand dat er iets lagere evenwichtsfactoren worden berekend.

Proeffase	SF proef 1	SF proef 2
situatie 1, na ontgraven	1,21	1,24
situatie 2, na vullen containers	0,75	0,76
situatie 3, na verlagen waterpeil	0,70	0,66

Tabel 5.10 Berekeningsresultaten gebaseerd op sterkte eigenschappen uit de correlatie met de bolsonde metingen

De berekende evenwichtsfactoren gebaseerd op de correlatie voorspellen bezwijken tijdens het vullen van de containers. In werkelijkheid is pas na het vullen van de containers, bij het verlagen van het waterpeil bezwijken opgetreden. Het gebruik van de correlatie leidt tot een onderschatting van de sterkte. Dit is opmerkelijk omdat de correlatie is gebaseerd op de DSS proeven, beproeft bij de terreinspanning. Een direct gebruik van de DSS proeven geeft een goede overeenkomst. Dit verschil wordt verklaard met de spreiding in de sondeerwaarden.

5.3.8 Werkwijze 7

Werkwijze 7 maakt gebruik van de Eindige Elementen Methode, EEM. Voor proef 2 en proef 4 zijn uitgebreide simulaties met het EEM programma Plaxis uitgevoerd. Een verslag van de analyse is opgenomen in het analyse rapport. Hieruit volgde dat een goede simulatie van de uitvoering van de proef niet evident is. Er bleken een groot aantal pogingen nodig om de juiste parameters en settings in het programma te vinden voordat de metingen voldoende nauwkeurig konden worden nagerekend. Echter, uiteindelijk bleek een goede simulatie mogelijk. Het analyse rapport geeft een uitgebreid verslag van de berekeningen. Kort samengevat zijn de volgende aandachtspunten gevonden:

De eerste simulatie is gebaseerd op parameters bepaald uit de K_0 -CRS proeven. De berekeningen geven bezwijken aan op het moment van het verlagen van het waterpeil in de ontgraving. Dit komt overeen met het moment van bezwijken in de proef, zie paragraaf 7.2.5. Het bezwijkmoment wordt in de berekeningen goed gesimuleerd. Echter, de berekende vervormingen zijn in eerste instantie aanzienlijk kleiner dan gemeten vervormingen. Pas bij de verlaging van de stijfheden met een factor 5 komen de berekende en gemeten vervormingen overeen. De grootte van de kruip heeft een grote invloed op de berekeningsresultaten.

Het blijkt buitengewoon lastig om de initiële spanningscondities goed te schematiseren. Dit was reeds geconstateerd bij het opstellen van de predictieberekeningen, zie rapport 1203768-007-GEO-0002, november 2011. In de berekening worden een aantal stappen uitgevoerd voordat de daadwerkelijke proef wordt gesimuleerd. Deze stappen bestaan uit een belaststap, een kruipstap gevolgd door een ontlaststap en weer een kruipstap. Deze stappen zijn nodig om de initiële spanningscondities goed te simuleren en kunnen worden beschouwd als de simulatie van de geschiedenis die het terrein heeft ondergaan.

Door de lage spanningen wordt, in combinatie met een lage waarde voor de cohesie, snel bezwijken gevonden. Met name de slootrand is niet stabiel. Dit sluit niet aan bij de waarnemingen waar de ontgraving niet alleen kon worden gerealiseerd, maar ook een lange tijd kon blijven staan. Een verhoging van de cohesie in de berekeningen ligt dan voor de hand. Echter, een verhoging van de cohesie, in combinatie met de lage spanningen leidt ertoe dat plastisch deformeren en het hardening gedrag niet of niet goed het waargenomen gedrag van de grond weergeeft. In de beschikbare materiaalmodellen in het EEM programma Plaxis kan het overgeconsolideerde gedrag niet goed worden gereproduceerd. Ook kan de scheurvorming die in de proeven duidelijk zichtbaar was niet goed worden gemodelleerd.

In het simuleren van het materiaalgedrag speelt in hoogwaardige materiaal modellen, zoals het SSC model, de keuze van de pre-consolidatie spanning een grote rol. In het EEM programma Plaxis wordt deze bepaald door de invoerwaarde van de Pre Overburden Pressure, POP. De POP heeft betrekking op de verticale effectieve spanningen. Het materiaalmodel gebruikt echter de isotrope pre-consolidatiespanning p_c . Het bleek lastig een dusdanig invoer voor de POP te genereren dat de gewenste p_c wordt gebruikt in de berekeningen. De gekozen POP heeft met name gevolgen voor de berekende vervormingen, maar niet voor het berekenen van het bezwijkmoment.

Opvallend is dat een up-dated mesh analyse voor deze situatie niet leidt tot een numeriek stabiele berekening. Het gedrag van veen wordt gekenmerkt door grote vervormingen waardoor het gebruik van een berekeningsmethode specifiek voor grote vervormingen voor de hand ligt. Het niet kunnen combineren van de up-dated mesh analyse met het SSC-model en / of interface elementen, dit zijn elementen om het contact tussen de betonplaten en ondergrond goed te simuleren, wordt gezien als een tekortkoming in het modelleren van veengedrag.

5.3.9 Werkwijzen toegepast op de proeven 4 en 5

In de proeven 4 en 5 is geen bezwijken van de ondergrond opgetreden. Daarentegen zijn wel grote deformaties opgetreden. Door scheefzakken zijn de containers en onderliggende betonplaten gekanteld. Nadat de containers van de betonplaten waren afgegleden konden deze niet meer verder worden belast. Op dat moment was de ondergrond nog niet bezweken. Uitzondering hierop vormde container 3, proef 4. Hier is de container rechtstandig weggezakt, doorgeponst en is de ondergrond wel bezweken. Zowel het vooroverkantelen als het doorponsen kan niet met de methode Bishop of LiftVan worden nagerekend. Wel kan inzichtelijk worden gemaakt in hoeverre de constatering dat bezwijken niet is opgetreden op het moment van het afschuiven van de containers in de proeven aansluit bij de berekeningsresultaten.

Hiertoe is voor de proeven 4 en 5 de situatie op het moment van het afschuiven van de eerste container geschematiseerd in het computerprogramma DGeo-Stability. De sterkte eigenschappen uit Tabel 5.3 zijn hierbij aangehouden. Hierbij zijn de waterspanningen geschematiseerd conform de gemeten stijghoogte. Dit betekent dat de effectieve spanningen in de berekening aansluiten bij de werkelijk aanwezige effectieve spanningen. Dit heeft tot gevolg dat berekeningen gebaseerd op de gedraineerde sterkte-eigenschappen ook hier rechtstreeks met de waargenomen stabiliteit kunnen worden vergeleken. Voor de ongedraineerde sterkte eigenschappen kan dit niet omdat deze zijn afgeleid voor de heersende effectieve terreinspanning of grensspanning. Als gevolg van de aangebrachte voorbelasting is de terreinspanning en de grensspanning, enigszins, toegenomen waardoor ook de ongedraineerde schuifweerstand is toegenomen. De berekeningen met de

ongedraineerde sterkte parameters zouden voor de proeven 4 en 5 een onderschatting van de sterkte eigenschappen weergeven.

Werkwijze	Omschrijving	proef 4	proef 5
-	ontwerpuitgangspunten	0,57	0,58
1	Multi Stage proeven	0,65	0,64
2	Single Stage proeven 2%	0,59	0,56
	Single Stage proeven 5%	0,94	0,90
3	Single Stage Anisotroop 2%	1,28	1,23
4	Single Stage anistroop piek sterkte	0,69	0,69
5	DSS proeven terreinspanning	0,83	0,83
6	correlatie bolsonde	0,85*	0,66*

Tabel 5.11 Berekende evenwichtsfactor, SF , voor werkwijzen toegepast op proef 4 en 5, $s_u = 7,29$ kPa voor proef 4, en $s_u = 5,69$ kPa voor proef 5

Tabel 5.11 laat zien dat ondanks de hogere effectieve spanning de werkwijzen gebaseerd op de gedraineerde sterkte eigenschappen nog steeds een onderschatting van de stabiliteit op leveren. Immers de berekende evenwichtsfactoren zijn ruim kleiner dan 0,9. Terwijl in de proef in deze fase geen bezwijken van de ondergrond is waargenomen. Uitzondering hierop vormen de werkwijzen waarin een zeer hoge waarde voor de hoek van inwendige wrijving is gevonden, Single Stage proeven met 5% rek en anisotroop geconsolideerde proeven met een rek criterium van 2%.

5.4 Conclusies uit analyserapportage

Het analyserapport 1203768-012-GEO-0004, d.d. juni 2012 geeft een uitgebreide beschrijving van de veldproeven, analyse van de laboratoriumproeven, de berekeningsresultaten aan de hand van de werkwijzen en hun onderlinge vergelijking. Uit het analyse rapport volgt een groot aantal conclusies die van belang zijn voor het beantwoorden van de vooraf gestelde onderzoeksvragen. In deze paragraaf worden de conclusies uit het analyserapport herhaald. Ten behoeve van de leesbaarheid zijn de conclusies gerangschikt in de volgende categorieën:

- Conclusies met betrekking tot uitvoering van de proeven.
- Conclusies met betrekking tot de werkwijzen.
- Conclusies met betrekking tot waargenomen grondgedrag.
- Conclusies met betrekking tot de gehanteerde uitgangspunten bij de dijkversterking Hoorn – Amsterdam.
- Conclusies met betrekking tot het vervolgonderzoek.

Conclusies met betrekking tot uitvoering van de proeven

De vier veldproeven kunnen worden onderverdeeld in twee categorieën. De eerste categorie betreft de Single Stage loading test. Hier wordt de ondergrond direct belast tot bezwijken. De tweede categorie betreft de Multi Stage loading test. In deze categorie wordt een belasting aangebracht die lager is dan de bezwijkbelasting. Daarna volgt een consolidatie- en wachttijd. Dit wordt aangeduid als voorbelasting. Het doel van de voorbelasting is het verhogen van de sterkte op een wijze die vergelijkbaar is met de belastingsituatie onder een dijklichaam.

De veldproeven 1 en 2, Single Stage loading tests, zijn vrijwel identiek uitgevoerd. De beide proeven leveren vergelijkbare resultaten op. Dit betekent dat de proefresultaten reproduceerbaar zijn. Zowel het gevonden bezwijkmechanisme als de benodigde belasting

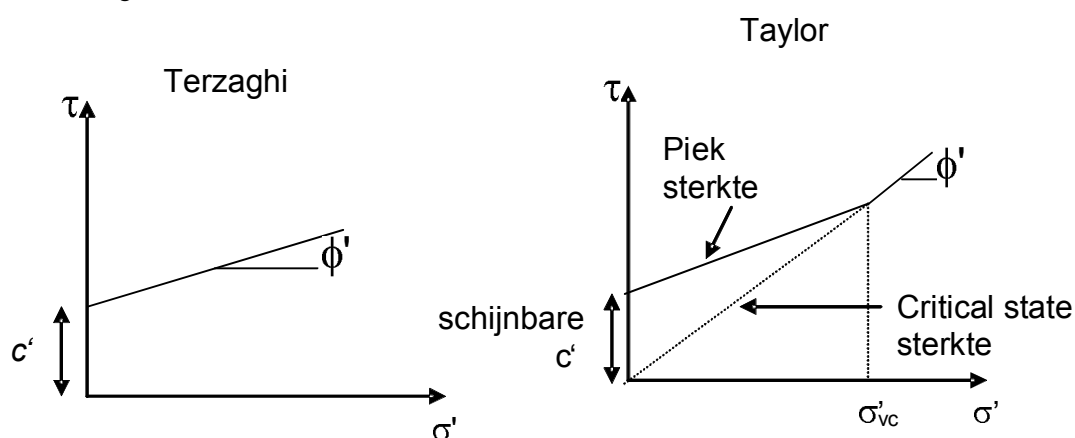
om tot bezwijken te komen en de metingen van de vervormingen en waterspanningen komen overeen.

Ook de veldproeven 4 en 5, Multi Stage loading tests, zijn op vergelijkbare wijze uitgevoerd. In de aanloop naar het doorbelasten en het begin van doorbelasten zijn de resultaten van de proeven 4 en 5 reproduceerbaar. Daarna treden verschillen op. In de proeven 4 en 5 werd slechts bij één container, container 3 proef 4 bezwijken van de ondergrond gevonden. De andere containers kantelden voorover tot deze in de ontgraving vielen. In proef 5 was op het moment van omvallen van de eerste container meer belasting aanwezig dan in proef 4.

De aangebrachte voorbelasting heeft geleid tot een toename van de sterkte van de ondergrond. Dit volgt zowel uit het uitgevoerde veldonderzoek als uit de aangebrachte belasting. In proef 4 en 5 is de belasting die op het moment van voorover vallen van de containers is aangebracht respectievelijk op het moment van bezwijken van container 3 proef 4 groter dan de bezwijkbelasting gevonden in de proeven 1 en 2. De sterkte van de ondergrond is dus toegenomen als gevolg van de aangebrachte voorbelasting. Tevens is, als gevolg van de voorbelasting, in de proeven 4 en 5 een ander bezwijkmechanisme gevonden dan in de proeven 1 en 2.

Conclusies met betrekking tot de werkwijzen

De ondergrond ter plaatse van de proeflocatie wordt gekenmerkt door lage effectieve spanningen. Dit is het directe gevolg van het lage volumieke gewicht van veen en daarmee typisch voor een veenondergrond. Bij een analyse van de sterkte bij lage spanningen is het belangrijk onderscheid te maken tussen de benadering van Terzaghi, die in de dagelijkse adviespraktijk van ontwerpen en toetsen van dijken wordt toegepast en de benadering van Taylor, die in de Cam Clay benadering is opgenomen. Hoogwaardige materiaalmodellen in eindige elementen rekenprogramma's maken gebruik van de Taylor (of Taylor-achtige) benadering.



Figuur 5.4 Sterkte bij lage spanningen, verschil tussen de Benadering van Terzaghi en Taylor

Figuur 5.4 toont twee verschillende klassieke benaderingen van de sterkte van grond. Het belangrijkste verschil tussen beiden is dat de Terzaghi benadering een constante waarde voor de cohesie, c' , en de hoek van inwendige wrijving, ϕ' , hanteert. De Taylor benadering geeft een verschil in sterkte eigenschappen voor en na het overschrijden van de grensspanning. Voor spanningsniveaus hoger dan de grensspanning is de maximale schuifweerstand alleen bepaald door de critical state sterkte. Deze is uitgedrukt in een hoek

van inwendige wrijving, ϕ' en geen cohesie. Immers de critical state is gedefinieerd als een doorgaande vervorming bij constante belasting. Een doorgaande vervorming impliceert alleen nog een wrijvingsweerstand. Voor de grensspanning wordt de sterkte in de Taylor benadering bepaald door overgeconsolideerd gedrag. Een deel van de sterkte is tijdelijk en verdwijnt na het overschrijden van de pieksterkte.

De gedraineerde sterkte eigenschappen die zijn bepaald in het laboratoriumonderzoek leiden tot een lage waarde voor met name de cohesie. Dit volgt uit elk van de beproefde methoden, Multi Stage triaxiaalproeven, Single Stage triaxiaalproeven zowel isotroop als anisotroop geconsolideerde proeven. De lage waarde van de cohesie leidt ertoe dat in berekeningen gebaseerd op deze parameters lage stabiliteitsfactoren worden berekend. De berekende stabiliteitsfactoren geven een sterke onderschatting van de waargenomen stabiliteit. Dit wordt het duidelijkst zichtbaar in de berekening van de stabiliteit direct na de realisatie van de ontgraving. Berekeningen met gedraineerde eigenschappen voorspellen bezwijken tijdens ontgraven. In werkelijkheid zijn de 5 ontgravingen zonder stabiliteitsproblemen gerealiseerd. De opgebarste ontgravingsbodem bij proef 1 is gerelateerd aan de waterdrukken in het pleistocene zand in combinatie met het volume gewicht van veen en niet aan de lage sterkte.

In de startfase van de proeven wijkt de situatie aan de belaste rand weinig af van de stabiliteit van de niet belaste randen van de ontgraving. Immers de belasting die de lege container op het maaiveld uitoefent is gering. Indien de zeer lage berekende stabiliteitsfactor realistisch zouden zijn zou ook aan de niet belaste randen stabiliteitsproblemen waargenomen zijn. In totaal zijn 5 ontgravingen uitgevoerd tot mv – 2,5 m. In geen van deze ontgravingen zijn stabiliteitsproblemen waargenomen aan de niet belaste randen van de ontgraving. Drie ontgravingen, de ontgravingen bij proef 3, 4 en 5 zijn een lange tijd aanwezig geweest. Ook na het volledig verlagen van de waterstand in de ontgraving aan het einde van de proeven traden geen stabiliteitsproblemen op bij de niet belaste ontgravingsranden. Hieruit volgt de conclusie dat de berekeningen gebaseerd op de gedraineerde parameters de stabiliteit onderschatten.

In het terrein zal in het algemeen de ondergrond licht overgeconsolideerd zijn. De grensspanning zal iets hoger zijn dan de verticale effectieve terreinsspanning. Ook voor de proeflocatie is dit geconstateerd. De grensspanning in het terrein is circa 10 kPa, terwijl de verticale effectieve spanning kleiner dan 5 kPa is. Er is dus sprake van overgeconsolideerd gedrag, echter de spanningen zijn gering. In het algemeen zullen de laboratoriumproeven waaruit de gedraineerde sterkte – eigenschappen zijn bepaald zijn beproefd bij een spanning hoger dan de grensspanning. Extrapolatie naar lage spanningen leidt tot een lage waarde van de cohesie, zie Figuur 5.4. Als gevolg van de lage spanningen in het terrein is de bijdrage van de hoek van inwendige wrijving in de gemobiliseerde schuifweerstand beperkt. Voor het onderzoek “Dijken op Veen” zijn daarnaast speciaal proeven uitgevoerd bij hele lage verticale effectieve spanning, om de situatie in het terrein zo goed mogelijk te benaderen.

De werkwijzen 1 tot en met 3 uit Tabel 5.1 gaan uit van gedraineerde sterkte eigenschappen. In de werkwijzen 1 tot en met 3 worden deze toegepast conform de Terzaghi benadering. Als gevolg van de lage waarde voor de cohesie leiden deze 3 werkwijzen tot een sterke onderschatting van de stabiliteit die in de proeven is waargenomen. De werkwijzen 1 tot en met 3 geven geen goede weergave van het waargenomen gedrag in de proef.

De werkwijzen 4, 5 en 6 gaan uit van de ongedraineerde sterkte eigenschappen van veen. De bijbehorende laboratoriumproeven zijn uitgevoerd bij lage spanningsniveaus, zo dicht mogelijk bij de terreinsspanning. De gemobiliseerde schuifweerstand in deze proeven is

duidelijk hoger dan de weerstand die wordt bepaald door de gedraineerde sterkte eigenschappen c' en φ' . Dit past in de Taylor benadering.

De werkwijzen 4, 5 en 6 sluiten goed aan bij de waargenomen proefresultaten. Dit geldt met name voor de sterkte eigenschappen die volgen uit de DSS proeven waarbij de monsters bij de terreinspanning zijn geconsolideerd.

Werkwijze 7, het gebruik van eindige elementen methoden, geeft goede mogelijkheden voor het analyseren van de proefresultaten. Voorafgaand aan de proeven 1 en 2 is een predictie met eindige elementen berekeningen opgesteld. Deze predictie bleek de stabiliteit in de proeven 1 en 2 te onderschatten. Een analyse na afloop maakte het mogelijk de proefresultaten goed te simuleren. Het gebruik van de parameterset uit de analyse voor proef 2 gaf een goede weergave van de waarnemingen uit proef 4 tot aan de doorbelastfase. Echter in de doorbelastfase wordt in de berekeningen in een eerder stadium bezwijken gevonden dan in de proef. Ook hier wordt de stabiliteit onderschat. Daarnaast zijn een aantal praktische tekortkomingen geconstateerd in de EEM benadering. Deze worden nader besproken bij de conclusies met betrekking tot nader onderzoek.

In de Eindige Elementen analyse is de initiële spanningscondities van grote invloed op het berekeningsresultaat. Om de initiële spanningscondities goed te simuleren dient de spanningsgeschiedenis van het terrein voorafgaand aan de uitvoering van de proeven goed te zijn gemodelleerd. Dit geldt ook voor het analyseren van bestaande waterkeringen. Voor een correcte weergave van de initiële spanningscondities zal de opbouw van het dijklichaam en afhankelijk van het gebruikte constitutief model, ook enige kruip in rekening moeten worden gebracht.

Ondanks de tekortkomingen die nu worden gesignaleerd, wordt het gebruik van EEM wel gezien als een belangrijk spoor voor de toekomst. Uit de proeven blijkt dat de sterkte en vervormingen bij het gedrag van veen aan elkaar gekoppeld zijn. Binnen de nu beschikbare rekentechnieken kan alleen met EEM-achtige technieken een dergelijke koppeling worden gelegd.

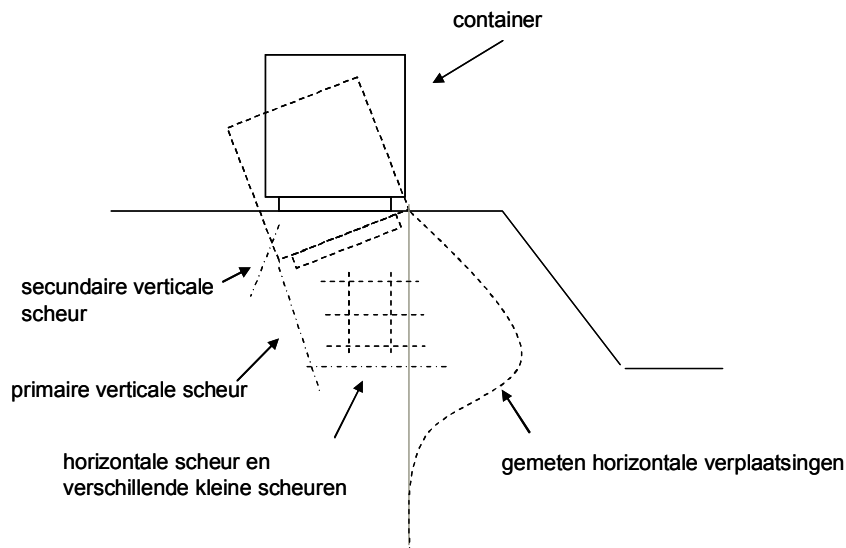
Geconcludeerd wordt dat de werkwijze waarin de sterkte eigenschappen worden bepaald aan de hand van DSS proeven geconsolideerd en beproefd bij de terreinspanning, werkwijze 5, de waarnemingen in de proeven het beste benaderd. Deze werkwijze zal dan ook worden gebruikt bij de doorvertaling van het resultaat van de proeflocatie naar het dijkvak Hoorn – Amsterdam. Opgemerkt wordt dat ook werkwijze 5 uitgaat van een semi-cirkelvormig glijvlak, methode LiftVan. In de proeven is geen cirkelvormig glijvlak gevonden. In plaats daarvan is een bezwijkmechanisme met rechte vlakken gevonden. Ondanks dit verschil wordt, in afwachting van nieuw te ontwikkelen rekenmodellen, werkwijze 5 toegepast in de doorvertaling van het proefresultaat naar de stabiliteit van het dijktraject Hoorn – Amsterdam. Immers, door de vergelijking tussen de verschillende werkwijzen en de proefresultaten is de gebruikelijke rekentechniek gebaseerd op cirkelvormige glijvlakken, geijkt aan veldwaarnemingen. Op basis van de, aan de veldproeven, geijkte werkwijze is in de volgende fase de doorvertaling van de consequenties van het proefresultaat voor de stabiliteit van de Markermeerdijken uitgewerkt.

Conclusies met betrekking tot waargenomen grondgedrag

Na afloop van de proeven zijn inspectiekuilen gegraven om de vervormingen in de ondergrond te beschrijven en zo het bezwijkmechanisme vast te stellen. Figuur 5.5 geeft een schets van het bezwijkmechanisme dat in de single stage loading proeven, proef 1 en 2, is

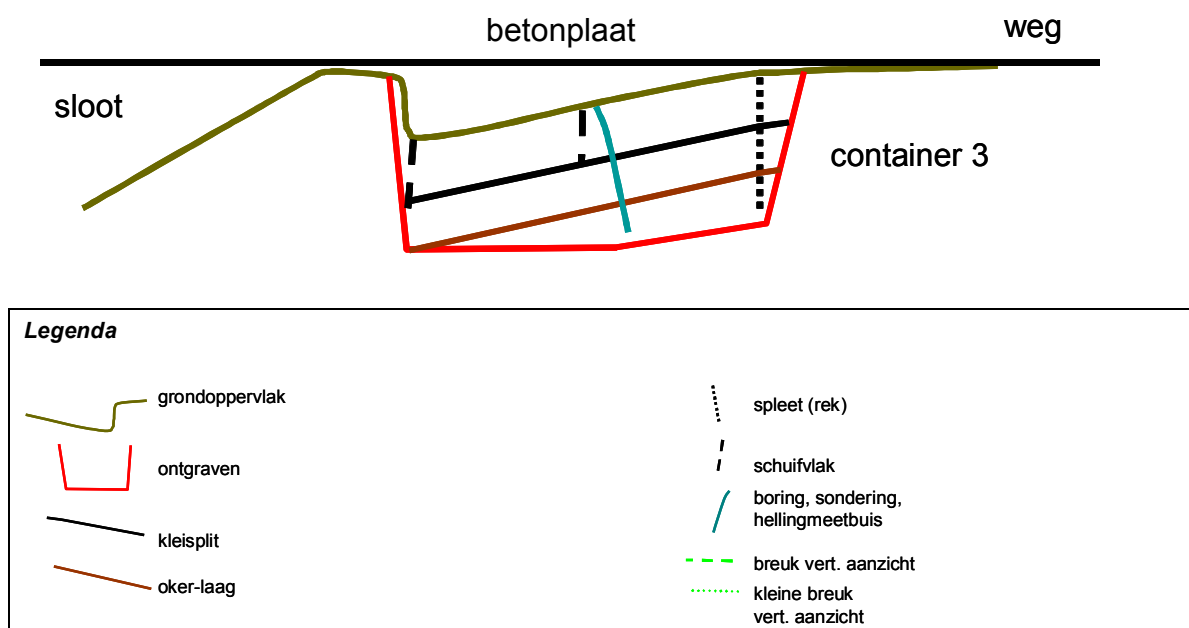
gevonden. Het bezwijkmechanisme bestaat uit een bijna verticale scheur aan de actieve zijde en een horizontale component, die begint als horizontale scheur, die onder een bijna rechte hoek aansluit op de bijna verticale scheur, maar overgaat in compressie van het veen. In het talud van de ontgraving is geen uitrede punt zichtbaar.

Een dergelijk bezwijkmechanisme komt niet overeen met de cirkelvormige glijvlakken waarmee in de dagelijkse adviespraktijk waterkeringen worden getoetst of dijkversterkingen worden ontworpen. De scheur aan de actieve zijde laat zien dat treksterkte van veen een belangrijke rol speelt. De overgang van het horizontale glijvlak naar horizontale compressie geeft aan dat in het totale bezwijkmechanisme vervormen van de veenlaag een belangrijke rol speelt. Deze aspecten zijn in de standaard toets en ontwerpmethodieken niet mee genomen.



Figuur 5.5 Schets bezwijkmechanisme single stage loading proeven, proef 1 en 2

In de veldproeven 4 en 5 is voornamelijk vooroverkantelen van de containers waargenomen en is slechts bij 1 container daadwerkelijk bezwijken van de ondergrond aangetroffen. Dit betrof doorponzen, het verticaal wegzakken van de container. In de ondergrond is voornamelijk het samendrukken van de ondergrond gevonden.



Figuur 5.6 Profiel van het grondoppervlak voor proef 5 bij container 3

Figuur 5.5 geeft de schets van de gevonden vervormingen in de ondergrond die in een van de inspectiekuilen van de proeven 4 en 5, de Multi stage loading proeven, is gevonden. De ondergrond is samengedrukt en scheefgezakt. De oorspronkelijk min of meer horizontale herkenbare lagen in de ondergrond, aangeduid met okerlaag en kleisplit zijn mee gezakt.

In de eindige elementen berekeningen kon het doorponzen van container 3, proef 4 worden gereproduceerd. De bezwijkmechanismen die in de eindige elementen analyses van de proeven 1 en 2 zijn gevonden leken meer op cirkelvormige glijvlakken. Ook de in het veld waargenomen scheurvorming kon niet in de eindige elementen berekeningen worden nagebootst. Op de uitzondering van het doorponzen van één container na wordt geconcludeerd dat geen van de beschikbare rekenmodellen de opgetreden bezwijkmechanismen goed simuleert. Verbetering van de modellen op dit punt is een onderwerp van toekomstig onderzoek.

Uit de proeven bleek dat de waterstand in de ontgraving een grote invloed heeft op de stabiliteit van de proefopstelling. Ook in de berekeningen heeft de waterstand in de ontgraving een grote invloed op de stabiliteit.

Bij het modelleren van grondgedrag kent veel aspecten. Voor het opstellen van een goed model dienen de belangrijkste aspecten zo goed mogelijk zijn meegenomen. In de analyse van de proeven is ingezoomd op drie van deze aspecten. De eerste is het onderscheid tussen gedraineerd en ongedraineerd gedrag. Dit onderscheid is belangrijk omdat zowel in de uitvoering van de laboratoriumproeven als bij het uitvoeren van de berekeningen een keuze wordt gemaakt. In de dagelijkse adviespraktijk wordt het gedrag ofwel volledig gedraineerd of volledig ongedraineerd beschouwd. De proeven geven de mogelijkheid om na te gaan wat er in werkelijkheid gebeurt. Het tweede aspect is het onderscheid tussen normaal geconsolideerd gedrag en over geconsolideerd gedrag. In werkelijkheid zal de ondergrond enigszins over geconsolideerd zijn. De grensspanning is hoger dan de verticale effectieve terreinspanning. Voor Nederlandse omstandigheden is de mate van overconsolidatie over het algemeen gering en wordt vaak in de ingenieurspraktijk verwaarloosd. De veldproeven geven

wederom de mogelijkheid na te gaan wat er in de praktijk gebeurt. Het derde punt heeft betrekking op de relatie tussen de vervormingen en de gemobiliseerde sterkte. Voor veen wordt de maximale schuifweerstand gemobiliseerd na grote rekken. Dit heeft consequenties voor de bepaling van de sterkte eigenschappen.

In de onderstaande tekst zijn enkele deelconclusies, gebaseerd op de waarnemingen tijdens de proeven opgesomd. Met betrekking tot het eerste punt, gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag is het volgende geconstateerd en geconcludeerd:

- De doorlatendheid van het onbelaste veen is hoog, zie bijlage L. Hierdoor treedt tijdens de proef enige dissipatie op van wateroverspanning die als gevolg van de aangebrachte belastingen tijdens de proef zijn ontstaan. Dit is zichtbaar in de metingen. De toename in waterspanning als gevolg van het aanbrengen van belasting nam tijdens de proef weer af al bleef er enige wateroverspanning tijdens de proef aanwezig. Hieruit volgt dat tijdens de proef het grondgedrag gedeeltelijk gedraineerd is geweest.
- Tijdens de uitvoering van de proeven is regelmatig het ontsnappen van gas geconstateerd. De aanwezigheid van gas zorgt ervoor dat het veen niet volledig met water verzadigd is. Deze beperkte verzadiging kan de verklaring zijn voor de snelle consolidatie die hiervoor is geconstateerd. In de huidige ingenieurspraktijk wordt ervan uitgegaan dat de ondergrond ofwel volledig verzadigd is of volledig onverzadigd. Wat de invloed van een beperkte verzadiging op het sterktegedrag in onbekend en vormt onderwerp van vervolgonderzoek.
- Het is opvallend dat tijdens en na het realiseren van de ontgravingen de toestroom van grondwater zeer beperkt was. Dit strookt niet met de constatering dat het veen een hoge doorlatendheid heeft. Het is mogelijk dat ook hier gas een rol speelt. Er is vooralsnog geen verklaring voor de tegenstelling tussen de hoge doorlatendheid en de geringe toestroom van water.

Voor het tweede punt, het onderscheid tussen normaal – en overgeconsolideerd gedrag worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- In de dagelijkse adviespraktijk wordt veen als normaal geconsolideerd beschouwd, in plaats van overgeconsolideerd. Bij de aanleg van een nieuwe dijk of dijkversterking zal dit zeker het geval zijn. Bij een relatief geringe belastingtoename wordt de grensspanning overschreden en het gedrag van het veen kan worden gekenmerkt als normaal geconsolideerd. Hier ontstaat een verschil tussen ontwerpen van een dijkversterking en het toetsen van een bestaande waterkering. Bij het optreden van hoog water zal in het dijklichaam en ondergrond, als gevolg van binnendringen van buitenwater, de effectieve spanning eerder afnemen dan toenemen. Bij het toetsen van bestaande waterkeringen speelt overgeconsolideerd gedrag een belangrijke rol. Figuur 5.4 geeft aan dat, uitgaande van de Taylor benadering, dit gevolgen heeft voor de in rekening te brengen sterkte – eigenschappen.
- Het grondgedrag dat is waargenomen in de proeven 1 en 2 kan worden omschreven als overgeconsolideerd gedrag. Hoewel de spanningen laag zijn is de grensspanning die in de laboratoriumproeven wordt gevonden duidelijk hoger dan de verticale effectieve terreinspanning. Naast de bepaling in het laboratorium laat ook het waargenomen grondgedrag tijdens de uitvoering van de proeven overgeconsolideerd gedrag zien. Dit volgt uit de gemeten waterspanningsreactie bij het verhogen van de belasting, de verhouding tussen de verticale en horizontale verplaatsingen tijdens het belasten en het ontbreken van het genereren van wateroverspanning bij het naderen van bezwijken.

Mogelijk dat ook het optreden van scheurvorming het gevolg is van het overgeconsolideerd gedrag.

Met betrekking tot het derde punt, de relatie tussen vervorming en gemobiliseerde schuifweerstand, worden de volgende constatering gedaan:

- Triaxiaalproeven op veen leveren lastig te interpreteren resultaten op. Bij piek of reststerkte wordt een extreem hoge waarde voor de hoek van inwendige wrijving gevonden. De meeste laboratoriumproeven tonen een toename van de schuifweerstand bij toenemende vervorming. Een duidelijke pieksterkte wordt niet gevonden. Tijdens afschuiven wordt een toename van de waterspanning in het monster waargenomen. Als de afschuif fase lang genoeg wordt doorgezet ontstaat de situatie dat de waterspanning in het monster gelijk wordt aan de celdruk. Er is dan geen effectieve steundruk op het monster aanwezig. Een alternatieve definitie van bezwijken neemt de gemobiliseerde schuifweerstand op het moment waarop geen effectieve steundruk meer aanwezig is als maximaal te mobiliseren schuifweerstand. Dit is nader toegelicht in het analyse rapport, 1203768-012-GEO-0004. Dit levert een eenduidige bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte op.
- Laboratoriumproeven laten zien dat bij toenemende vervorming de gemobiliseerde weerstand toeneemt. Dit is geïllustreerd aan de hand van de single stage isotroop geconsolideerde triaxiaalproeven. De keuze om de sterkte eigenschappen te bepalen bij een axiale rek van 2%, 5% of ander percentage is een arbitraire keuze. De sterkte eigenschappen die zijn bepaald aan de hand van een rek criterium hebben geen relatie met het bezwijkgedrag van grond. Alleen de maximaal gemobiliseerde weerstand, de pieksterkte en de gemobiliseerde weerstand bij grote vervormingen hebben een relatie met het werkelijke sterkte gedrag van et beproefde monster.
- De laboratoriumproeven laten tevens zien dat de schuifweerstand die is gemobiliseerd in isotroop geconsolideerde Single Stage proeven bij circa 5% rek vergelijkbaar is met de weerstand die voor $K_{0,nc}$ condities wordt gevonden. Deze situatie komt overeen met grond onder een horizontaal maaiveld onder normaal geconsolideerde condities. Met andere woorden de sterkte die volgt uit de single stage proeven bij 5% rek is de schuifweerstand die onder een horizontaal, het achterland, van nature al is gemobiliseerd. Hieruit volgt dat het gebruik van een rek criterium van 2% of 5% axiale rek in combinatie met isotroop geconsolideerde triaxiaalproeven een onderschatting geeft van het werkelijke sterktegedrag.

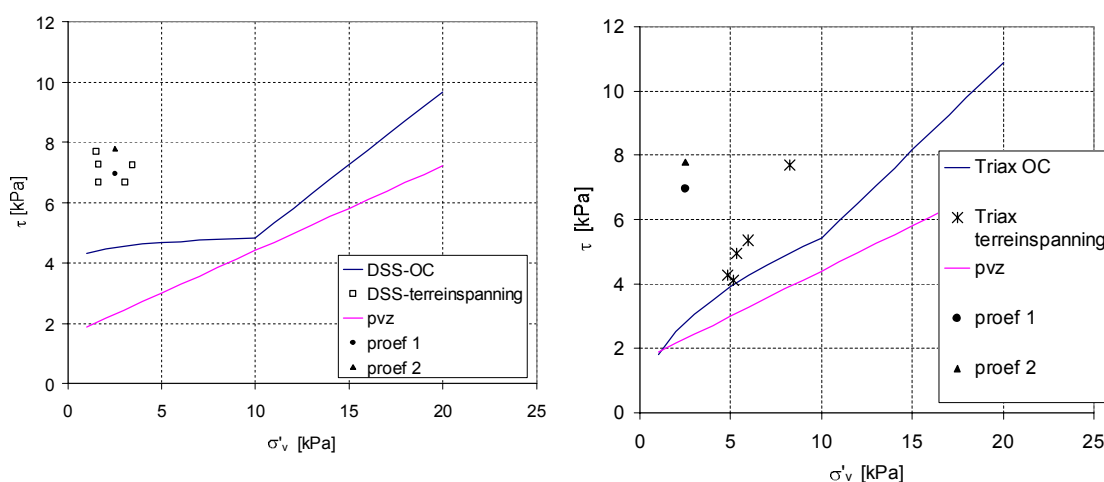
Conclusies met betrekking tot de gehanteerde uitgangspunten bij de dijkversterking Hoorn – Amsterdam

De uitgangspunten met betrekking tot de sterkte – eigenschappen die zijn gebruikt bij de toetsing en ontwerp van de versterking van het dijkvak Hoorn – Amsterdam zijn gebaseerd op Multi Stage Triaxiaalproeven. Ten behoeve van de toetsing is een proevenverzameling opgesteld van een aantal monsters verzameld langs het dijktraject. Dit is de vigerende werkwijze waarop sterkte-eigenschappen moeten worden bepaald. Ten behoeve van het daarop volgende ontwerp van de dijkversterking is deze proevenverzameling geoptimaliseerd. Onderdeel van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek in het onderzoeksproject “Dijken op Veen” is een uitgebreide serie Multi Stage triaxiaalproeven op monsters uit de proeflocatie. In het analyse rapport, 1203768-012-GEO -004 is aangetoond dat de resultaten van de proeven op monstermateriaal van de proeflocatie sluiten goed aan bij de proevenverzameling van de sterkte-eigenschappen die gebruikt is voor het ontwerp van de dijkversterking. Hieruit wordt geconcludeerd dat, in termen van de huidige werkwijze van het toetsen van waterkeringen, de eigenschappen ter plaatse van de proeflocatie niet

wezenlijk afwijkt van de eigenschappen van het veen dat elders langs het dijkvak Hoorn – Amsterdam wordt gevonden. Het veen ter plaatse van het proefveld is daarmee representatief voor het veen elders langs het dijkvak.

De proevenverzameling, die ten behoeve van de dijkversterking is opgesteld geeft zowel een verzameling van de verwachtingswaarde als de rekenwaarde waar het ontwerp op gebaseerd. De vergelijking tussen de sterkte die gevonden is in de veldproeven en de sterkte -eigenschappen uit de laboratoriumproeven is gebaseerd op de verwachtingswaarde van de sterkte. De proevenverzameling die gebruikt is bij het opstellen van het ontwerp van de dijkversterking is gebaseerd op gedraineerde sterkte-eigenschappen en kent een lage waarde toe aan de cohesie, $c' = 1,6$ kPa voor de verwachtingswaarde en $c' = 0,7$ kPa als rekenwaarde. Door de lage waarde van de verticale effectieve spanning is de bijdrage van de hoek van inwendige wrijving aan de sterkte verwaarloosbaar.

Figuur 5.7 geeft de vergelijking tussen de verwachtingswaarde uit de proevenverzameling, de resultaten van laboratoriumonderzoek die in het kader van het onderzoeksproject “Dijken op Veen” is uitgevoerd en de resultaten van de veldproeven.



Figuur 5.7 Vergelijking uitgangspunten dijksversterking Hoorn – Amsterdam, aangeduid met pvz met resultaten van Direct Simple Shear proeven, DSS en single stage triaxiaalproeven, Triax en de veldproeven 1 en 2

De uitgangspunten met betrekking tot de verwachtingswaarde van de sterkte van veen in het achterland zoals die in het ontwerp van de dijkversterking Hoorn - Amsterdam zijn toegepast, is weergegeven met de roze lijn. Ten behoeve van de dijkversterking is een proevenverzameling van de sterkte-eigenschappen opgesteld die hier is aangeduid met pvz. Zowel in de serie DSS proeven als in de serie triaxiaalproeven zijn proeven uitgevoerd waarbij in de proef een hogere consolidatiespanning is opgelegd dan de spanning waarbij het monster wordt afgeschoven. Deze proeven worden aangeduid met overgeconsolideerde proeven, OC. De proefresultaten zijn gebruikt om een verloop te fitten dat aansluit bij de benadering van Taylor uit Figuur 5.4. In Figuur 5.7 zijn deze resultaten aangeduid met de term DSS-OC respectievelijk Triax OC. Tot slot zijn de proeven geplotted waarbij de monsters zijn afgeschoven bij de terreinspanning. Deze proeven zijn aangeduid met DSS-terreinspanning respectievelijk Triax terreinspanning. Ter vergelijking zijn in Figuur 5.4 en Figuur 5.7 de resultaten van de veldproeven 1 en 2 toegevoegd. Hierbij is een schatting gemaakt van de effectieve verticale spanning op het moment van bezwijken, gebaseerd op de gemeten waterspanningen en de grootte van de aangebrachte belasting.

Er is een groot verschil in de verwachtingswaarde van de sterkte volgens de proevenverzameling en de resultaten van de veldproeven. De proevenverzameling geeft een duidelijke onderschatting van de werkelijk beschikbare sterkte van het veen.

Opgemerkt wordt dat de sterkte die in de triaxiaalproeven wordt gevonden, wordt beperkt door de conditie waarbij de wateroverspanning in het monster gelijk wordt aan de celspanning, Tension Cut Off. De DSS proeven hebben hier geen last van en leveren hogere sterkte op dan de triaxiaalproeven bij de terreinspanning. Dit is in tegenspraak met de heersende consensus over anisotropie in sterkte gedrag waar geldt dat triaxiale compressie proeven en hogere sterkte opleveren dan DSS proeven. Bij hogere spanningsniveaus wordt dit ook in de hier uitgevoerde proevenserie gevonden. Bij lagere spanningen echter worden de triaxiaalproeven beperkt door de Tension Cut Off condities.

Uit de analyse volgt dat de sterkte eigenschappen uit de DSS proeven, ongedraineerd afgeschoven onder een spanningconditie die overeenkomt met de terreinspanning goed overeenkomt met de resultaten uit de veldproeven. Figuur 5.7 laat zien dat dit een aanzienlijk hogere sterkte is dan de sterkte die, conform de vigerende leidraden is bepaald voor het ontwerp van de dijkversterking Hoorn – Amsterdam. In andere woorden in het ontwerp van de dijkversterking is de sterkte van het veen in het achterland sterk onderschat.

Een groot aantal van de overgeconsolideerde DSS proeven, en daarmee ook de proeven die bij de terreinspanning zijn uitgevoerd vertonen een sterk dilettant gedrag. Dit kan leiden tot sterk oplopende gemobiliseerde weerstand bij grote vervormingen. Hier is een praktische oplossing voor gevonden door de sterkte te bepalen bij de overgang van contractant naar dilettant gedrag. De sterkte die in Figuur 5.7 wordt getoond is ook op deze wijze bepaald. De bijbehorende schuifrek is in de orde van 10 à 15%. Hoe om moet worden gegaan met dilatant gedrag van veen is onderwerp van vervolgonderzoek. Daarnaast is tijdens het uitvoeren van de DSS proef de spanningen en spanningsontwikkeling in het monster onbekend. Dit levert veel fundamentele discussie op over de wijze waarop de proef moet worden geïnterpreteerd.

Conclusies met betrekking tot vervolgonderzoek

Naast het praktische doel van het vaststellen van een werkwijze voor het bepalen van de sterkte van veen heeft het onderzoek ook tot doel richting te geven aan het onderzoek naar het veengedrag in de komende jaren. De discussie, naar aanleiding van de onderzoekresultaten uit dit rapport, zal in de komende periode richting geven aan de visie op het onderzoek naar veengedrag. In deze paragraaf wordt geen complete visie beschreven. Dat zal later in het kader van het SBW programma 2012 worden opgesteld. Wel worden hier een aantal bouwstenen voor deze visie besproken.

Ondanks dat er een werkwijze is gevonden aan de hand waarvan op basis van de huidige kennis goede overeenkomst is tussen de berekende stabiliteit en de waargenomen stabiliteit wordt het daadwerkelijk waargenomen bezwijkmechanisme niet beschreven door de thans voor de dagelijkse adviespraktijk beschikbare rekentechnieken. De volgende punten zijn hierbij van belang:

- Er zijn in het veld rechte glijvlakken gevonden terwijl alle beschikbare rekenmodellen tenderen naar cirkelvormige glijvlakken.
- Scheurvorming speelde een belangrijke rol in de proeven, maar wordt niet gesimuleerd in de berekeningen.
- Tijdens de proeven is regelmatig het ontsnappen van kleine en grote hoeveelheden gas waargenomen. Aangenomen wordt dat de aanwezigheid van gas een invloed heeft op

het gedrag van veen. De invloed hiervan is onbekend en is niet in de modellen opgenomen.

- Het waargenomen gedrag is gedeeltelijk gedraineerd, terwijl in rekenmodellen het gedrag volledig gedraineerd of volledig ongedraineerd wordt uitgevoerd.
- In het analyse rapport, 1203768-012-GEO-0004, is aandacht besteed aan de eindig elementen berekeningen. Hieruit kwamen de volgende punten naar voren:
 - Er worden grote vervormingen waargenomen, echter het rekenen met grote rekken, een up-dated mesh analysis, leverde geen bruikbare resultaten op.
 - Er is geconstateerd dat overgeconsolideerd gedrag een belangrijke rol speelt in het waargenomen gedrag van veen tijdens de proef. Alle geavanceerde materiaalmodellen voor slappe grond geven geen goede beschrijving van het overgeconsolideerde materiaalgedrag.
 - Het rekenen bij lage spanningen levert veel numerieke problemen op, echter lage spanningen zijn kenmerkend voor het materiaal veen.
 - De analyse van veldproef 4 toonde aan dat de sterkte toename als gevolg van een voorbelasting in werkelijkheid groter was dan uit de simulatie volgde, kennelijk wordt in de modellen hardening onderschat.

De lage spanningen in het veen bemoeilijken ook het laboratoriumonderzoek. Speciale aandacht voor het uitvoeren van proeven bij lage spanningen is dan ook noodzakelijk. De laboratoriumproeven bij lage spanningen lieten zien dat DSS proeven tot een hogere sterkte leiden dan de triaxiale compressieproeven. Dit is tegengesteld aan de ervaring dat als gevolg van anisotropie in het sterkte gedrag triaxiale compressie proeven een hogere sterkte leveren dan DSS proeven. In de uitgevoerde proeven wordt dit bij hogere spanningen wel gevonden. Voor dit gedrag is nog geen goede verklaring. Mogelijk kan worden geconstateerd dat het gedrag van veen bij lage spanningen afwijkt van het gedrag bij hoge spanning. Echter, het is ook mogelijk dat de metingen bij lage spanningen onnauwkeurig zijn en als gevolg van deze onnauwkeurigheid leiden tot hogere sterkten. Een veelgebruikte methode van parameter bepaling gaat uit van de aanname dat het grondgedrag onafhankelijk is van het spanningsniveau, zolang deze genormaliseerd is met de grensspanning. Dit wordt aangeduid met SHANSEP methode. Uit de vergelijking tussen de overgeconsolideerde proeven en proeven uitgevoerd bij de terreinspanning volgde een duidelijk verschil in sterkte. Dit zou kunnen betekenen dat de SHANSEP methode niet voor veen kan worden toegepast. Opgemerkt wordt dat in de huidige voorschriften (impliciet) gebruik wordt gemaakt van de SHANSEP methode. Dit zou nieuwe voorschriften tot gevolg kunnen hebben.

De sterke dilatantie die het veen in veel proeven vertoont leidt ertoe dat er geen eenduidige bepaling van de pieksterkte mogelijk is. In dit onderzoek is gebruik gemaakt van een alternatieve methode. Dit verdient nadere aandacht.

De lage spanningen en lage stijfheden van het materiaal veen maakt het lastig een ongeroerd monster te steken. Bij een relatief kleine verstoringen tijdens het steken van het monster kunnen de eigenschappen van het monster worden verstoord, waardoor het monster niet meer representatief is voor de grondlaag waar deze uitgenomen. Momenteel zijn er geen richtlijnen voor het steken van monsters of voor de kwaliteit van monsters waarop de eigenschappen worden bepaald. Gezien het belang van kwalitatief goede monsters voor goede parameterbepaling is het belangrijk te beschikken over goede monsternamen technieken en kwaliteitseisen waaraan het monster moet voldoen. In het onderzoek "Dijken op Veen" is het aspect monsterverstoring buiten beschouwing gelaten. Echter, het vervolgonderzoek dient hier wel aandacht aan te besteden.

Vervorming en gemobiliseerde schuifweerstand zijn aan elkaar gekoppeld. Indien toets of ontwerpberoeeningen met eindige elementen methoden worden uitgevoerd wordt deze koppeling in de berekening gelegd. Het eindresultaat zou niet alleen aan een stabiliteitcriterium, maar ook aan een vervormingscriterium getoetst moeten worden. Hiervoor zijn nog geen criteria beschikbaar. Indien met analytische methoden wordt gerekend, zoals Bishop of LiftVan dringt de vraag op hoe het slappe veen samenwerkt met het stijve dijksmateriaal en wat de gemobiliseerde schuifweerstand in het veen is op het moment dat het dijksmateriaal bezwijkt. Ook deze koppeling is nog niet gelegd.

Uit laboratoriumonderzoek is bekend dat de snelheid van belasten invloed heft op de uiteindelijke sterkte die wordt gevonden. Behalve door tussentijdse consolidatie speelt voor met name voor veen kruip een rol in deze tijdseffecten. Bij de uitvoering van de proeven is er voor gekozen de proeven in enkele dagen tijd uit te voeren. Het aanbrengen van de belasting in enkele dagen tijd sluit aan bij de belastingsduur van een rivierdijk. De invloed van tijdeffecten op het sterkte gedrag zijn een onderwerp van vervolgstudie.

Op dit moment is het gebruik van de DSS proef niet in de vigerende leidraden opgenomen. Vanuit het onderzoeksprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen, SBW van RWS-WD wordt hier wel aangewerkt. De DSS proef is opgenomen in een recent, in het kader van het SBW programma, uitgebrachte protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven. In het vervolgonderzoek zal de inpassing van de DSS proef in de vigerende leidraden verder moeten worden uitgewerkt.

Tot slot dienen de nieuwe ontwikkelingen en inzichten hun plaats te krijgen in de veiligheidsfilosofie. Hier zijn aanpassingen aan de huidige veiligheidsfilosofie of een nieuwe veiligheidsfilosofie voor nodig om de onzekerheden in de nieuwe parameters en rekenmodellen goed te verdisconteren. In de huidige veiligheidsfilosofie wordt gebruik gemaakt van partiële veiligheidsfactoren. Deze zijn bepaald voor de afzonderlijke rekenmodellen, modelfactor maar ook voor de sterkte eigenschappen, waarbij wordt uitgegaan van een bepaalde proeftype en bezwijkcriterium. Voor nieuwe rekenmodellen en nieuwe wijzen van parameterbepaling zijn nieuwe partiële veiligheidsfactoren nodig.

Uit deze componenten kan een lang lopend onderzoektraject worden opgesteld waar op korte termijn deelresultaten uit kunnen worden gedestilleerd. Het lange termijn onderzoek heeft tot doel het opstellen van een materiaalmodel waarin vezelwerking, gas en scheurvorming is opgenomen. Met de korte termijn deelresultaten kan een tijdelijke werkwijze worden opgesteld aan de hand waarvan de stabiliteit van dijken op veen kan worden bepaald in afwachting van het resultaat van het lange termijn onderzoek.

Voordat dit model kan worden opgesteld dienen een aantal aspecten van het gedrag nader te worden vastgesteld. Eén daarvan is het gedrag bij hogere spanningen en reeds opgetreden vervormingen. De zesde proef, die nog niet in dit rapport is beschreven gaat hier informatie over opleveren. Uit het onderzoek blijkt dat laboratoriumproeven bij de terreinspanning het beste aansluit bij het waargenomen grondgedrag. Echter, proeven bij dergelijk lage spanningen leveren ook vragen op. De antwoorden op deze vragen dragen bij aan het bouwen van een materiaalmodel, lange termijn onderzoek, maar dragen ook bij aan een werkwijze waarmee in de tussenliggende periode de stabiliteit van dijken op veen kan worden bepaald.

6 Uitvoering geo-hydrologische veldmetingen

6.1 Afbakening stap 4

Bij aanvang van het onderzoeksproject “Dijken op Veen” is de mogelijkheid besproken een proefbelasting op de huidige dijk uit te voeren. Bij een representatieve proefbelasting is het van belang niet alleen de belasting op het dijklichaam goed te reproduceren, maar ook de ontwikkeling van de waterspanning in en onder het dijklichaam op een representatieve wijze in de proefbelasting op te nemen. Hierbij is met name de stijghoogte in het pleistocene zand van belang. Indien de stijghoogte in het pleistocene zand tijdens maatgevende omstandigheden zodanig stijgt dat opdrijven van het achterland optreedt veranderen de stabiliteitscondities aanzienlijk. Echter, opdrijven van het achterland is niet eenvoudig te simuleren in een proefbelasting. Om goed inzicht te krijgen welke stijghoogten in het pleistocene zand tijdens maatgevende omstandigheden mogen worden verwacht, is een geohydrologische studie uitgevoerd. Toen in een later stadium is besloten eerst veldproeven in het achterland uit te voeren was de geohydrologische studie nog steeds relevant. Enerzijds omdat het idee van een proefbelasting nog niet verlaten is en uitkomsten van deze studie een grote invloed hebben op de uitvoering van de proef. Anderzijds omdat opdrijven van het achterland, als het plaats vindt, een grote invloed heeft op de stabiliteit van het dijklichaam en mogelijk de winst van de aangetoonde extra aanwezige sterkte van het veen te niet zou doen.

De opzet van de metingen bestaat uit het plaatsen van drie raaien peilbuizen. Elke raai is representatief voor een bepaalde opbouw van de ondergrond. De keuze van de raaien is gebaseerd op de beschikbare ondergrondinformatie. Aan bijlage C zijn de volgende overzichtskaarten van de omgeving van de Markermeerdijken toegevoegd:

- Dikte van de holocene lagen, deklagen.
- Dikte van de pleistocene zandlaag, eerste watervoerendpakket, WVP.
- De kD -waarde van de zandlaag.
- Hoogteligging van het maaiveld.
- Hoogteligging van de pleistocene zandlaag.

Op basis van deze kaarten zijn drie karakteristieke locaties gekozen, waarvan een ter plaatse van de proeflocatie. In elke raai zijn peilbuizen buitendijks en binnendijks op verschillende afstanden van het dijklichaam in de zandlaag en bovengelige klei en veenlagen geplaatst. Tevens is het Markermeerpeil gemeten. De metingen zijn uitgevoerd ten tijde van de overgang van het zomer- naar winterpeil in het Markermeer, circa 0,2 m. Deze overgang bedraagt circa 20% van de stijging die wordt verwacht in de overgang van dagelijkse omstandigheden naar maatgevend hoogwater.

Bijlage C geeft de complete rapportage. In dit hoofdstuk wordt een samenvatting gegeven.

6.2 Opzet peilbuismeetnet en veldwerk

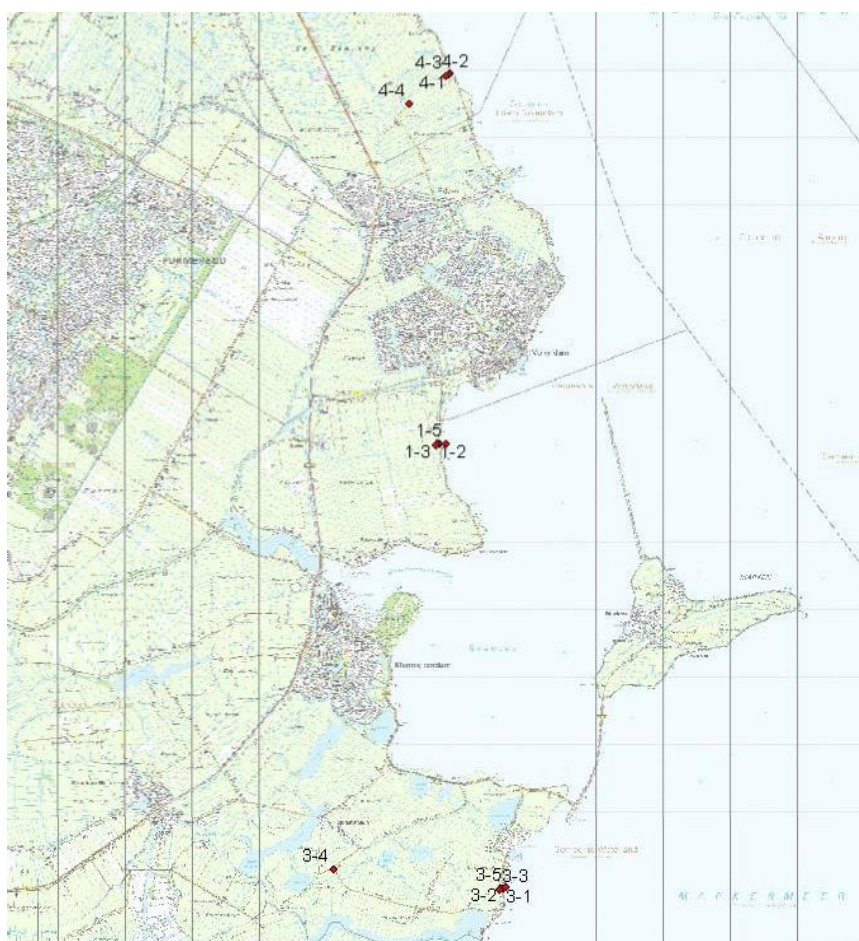
6.2.1 Algemeen

Op basis van de verschillende geo - hydrologische omstandigheden langs het dijktraject Amsterdam-Noord – Hoorn (bijlage C) zijn drie locaties voorzien van een raai met peilbuizen. De locaties van de peilbuisraaien zijn weergegeven in de Figuur 6.1. Gedetailleerde kaarten van de peilbuisraaien zijn te vinden in bijlage C.

Tabel 6.1 geeft een samenvatting van de belangrijkste kenmerken van de peilbuisraaien. Een geplande meetraai, peilbuisraai 2, kon niet worden gerealiseerd omdat de benodigde toestemmingen en vergunningen niet bijtijds verkregen konden worden.

Raai_ID	Globale locatie	Peilbuis aanwezig in Markermeer	Peilbuis aanwezig op meer dan 500 meter van dijk	Aantal peilbuislocaties
1	Ten zuiden van Volendam	Ja	Nee	4
3	Testlocatie bij Uitdam	Ja	Ja	5
4	Ten noorden van Volendam bij dijkpaal 92	Nee	Ja	4

Tabel 6.1 Kenmerken peilbuisraaien



Figuur 6.1 Overzichtskartaal met de ligging van de verschillende peilbuisraaien

6.2.2 Peilbuizen op land

De peilbuizen op land zijn tussen 31 augustus en 8 september 2011 geplaatst door Fugro. De geplaatste peilbuizen zijn van het type wegdrukbare filters. Alvorens een filter weggedrukt werd, is ter plekke van alle geplande locaties eerst een sondering met waterspanningsmeting

uitgevoerd, om daarmee een goede indruk te krijgen van de grondopbouw en aan de hand daarvan de definitieve niveaus van de peilfilters te bepalen (zie bijlage C).

Op iedere peilbuislocatie is op ten minste twee verschillende niveaus peilfilters geplaatst, zodat ook een vergelijking van gemeten stijghoogten in verticale zin kan worden gemaakt. Bij de naamgeving van de peilfilters zijn de volgende conventies aangehouden:

- Eerste cijfer geeft het volgnummer van de peilbuisraai aan.
- Het tweede cijfer geeft het volgnummer van de peilbuislocatie binnen de raai weer. Hierbij dient opgemerkt te worden dat het cijfer 5 gereserveerd is voor peilbuislocaties in het Markermeer.
- Na het tweede cijfer volgt een kleine letter a, b of c. Betreffende letter geeft de positie in verticale zin aan van de op de peilbuislocatie geplaatste filters.
 - Letter “a” komt overeen met een peilbuisfilter in de ondiepe waterremmende laag rond NAP – 5 meter (ca. 3 meter beneden maaiveld).
 - Letter “b” komt overeen met een peilbuisfilter in een eventueel aanwezige tussenzandlaag.
 - Letter “c” komt overeen met een filter in het pleistocene zand.
- De aanduiding “ps” staat voor peilschaal. Deze code wordt in de naamgeving van peilbuislocaties gebruikt om aan te geven dat op betreffende peilbuislocatie ook de nabij gelegen oppervlaktewaterstand wordt gemeten. Betreffende oppervlakte waterstanden kan, afhankelijk van de locatie zowel het Markermeerpeil als het slootpeil zijn.

Na het plaatsen van de peilfilters zijn de peilbuizen boven maaiveld afgewerkt met een beschermkoker. Tot slot zijn de peilfilters geodetisch ingemeten door Fugro Inpark.

In bijlage C zijn de sonderingen, plaatsingformulieren van de peilbuizen en de resultaten van geodetische metingen opgenomen.

6.2.3 Peilbuizen in het Markermeer

Om de relatie tussen de binnendijkse grondwaterstand en de buitendijkse grond- en oppervlaktewaterstand te bepalen, zijn op twee locaties peilbuizen in de bodem van het Markermeer geplaatst, te weten bij de peilbuisraaien 1 en 3.

Per locatie zijn twee peilfilters in de ondergrond geplaatst, te weten rond NAP - 5 meter (holoceen klei/veen pakket) en rond NAP – 19 meter (pleistoceen zandpakket). Daarnaast is per locatie een geperforeerde buis in het water geplaatst om daarin de oppervlaktewaterstand in het Markermeer te meten.

Het plaatsen van de peilbuizen in het Markermeer is tussen 9 en 15 september 2011 uitgevoerd door het werkschip Greta II van Fugro. Voordat begonnen is met het plaatsen van de peilfilters is per locatie eerst een sondering met waterspanningsmeting uitgevoerd. Daarna is middels pulsboeren een boorgat gemaakt waarin op twee niveaus peilfilters zijn afgesteld.

Na het plaatsen van de peilfilters zijn de peilbuizen en de meetbuis voor de oppervlaktewaterstand boven water afgewerkt en toegankelijk gemaakt door de stijgbuizen te verbinden aan een werkplatform (Figuur 6.2).



Figuur 6.2 Werkplatform met peilbuizen in het Markermeer

Tot slot zijn de peilfilters geodetisch ingemeten door Fugro Inpark.

In bijlage C zijn de sonderingen, boorbeschrijving en plaatsingformulieren van de peilbuizen opgenomen

6.3 Waterstandsmetingen

6.3.1 Veldwerk waterstandsmetingen

Na het gereedkomen van de peilbuizen zijn alle beschikbare peilfilters voorzien van apparatuur welke het mogelijk maakt om automatisch de waterstand te meten en de data op te slaan. Voor dit project is gebruik gemaakt van zogenaamde diver®¹ sensoren die in de peilbuizen zijn afgehangen beneden de laagst te verwachten grondwaterstand. Met deze sensoren wordt de waterdruk boven de sensor gemeten. Deze wordt automatisch gecorrigeerd op de atmosferische druk.

Daarnaast zijn ook divers gebruikt om de oppervlaktewaterstanden in het Markermeer en enkele sloten te registreren.

Op 17 september 2011 waren alle divers geplaatst en vanaf dat moment is gedurende 2 maanden iedere 10 minuten de waterstand gemeten.

6.3.2 Dataverwerking waterstandmetingen

Na afloop van de metingen zijn de verkregen ruwe data bewerkt en tevens gecontroleerd op eventuele afwijkingen. Daarna zijn de data ingevoerd in een database om beschikbaar gesteld te worden voor analyses en berekeningen.

1. Diver® is een geregistreerd handelsmerk van Schlumberger Water Services

6.4 Uitwerking metingen

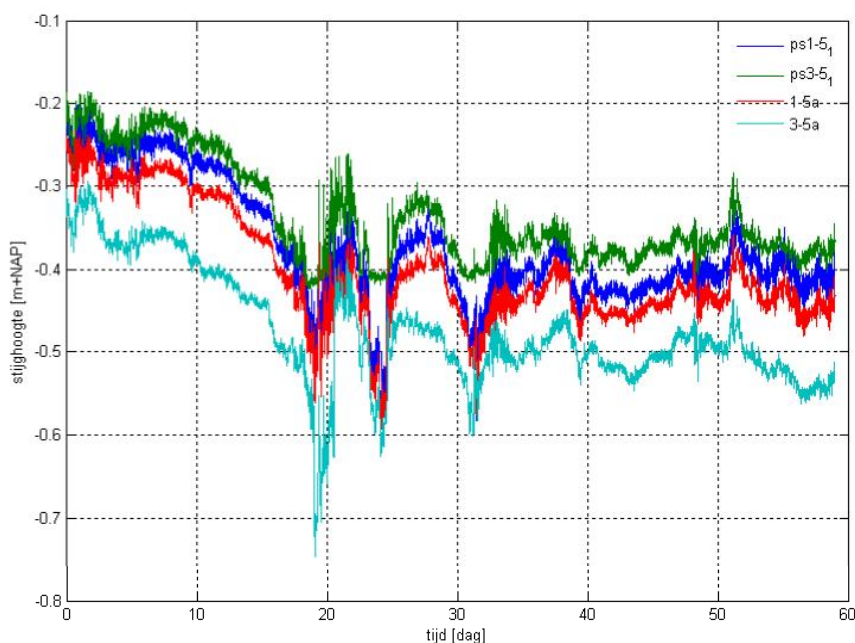
6.4.1 Hydrogeologische secties en peilbuis metingen

Om de samenhang tussen de waterstandsmetingen en de opbouw van de ondergrond sneller en beter te begrijpen is voor iedere peilbuisraai een hydrogeologische sectie gemaakt, zie bijlage C. In deze secties is voor iedere peilbuis de grondopbouw op basis van de sondering weergegeven en tevens de afstelling van de verschillende peilbuisfilters.

Bijlage C geeft tevens de complete meetdata inclusief toelichting. Dit hoofdstuk concentreert zich op de analyse van de meetdata. .

6.4.2 Analyse metingen

Voor raai 1 en 3 zijn er peilschalen in het Markermeer beschikbaar (zie Bijlage C.F1 en C.F2 de figuren ps1-5_1 en ps3-5_1). In onderstaande Figuur 6.3 zijn deze signalen bij elkaar geplot samen met de gemeten stijghoogten in de "a" filters (locatie 1-5, filter "a" en 3-5 filter "a"). De signalen zien er qua vorm hetzelfde uit. De correlatiecoëfficiënten van de signalen liggen tussen a 0.93 en 0.99 en zijn dus sterk gecorreleerd. De stijghoogte in het Markermeer heeft op twee verschillende locaties een beeld dat sterk overeenkomt. De "a" filters liggen in het holoceen ter plaatse van de peilschalen op ca NAP -5 m. Deze volgen ook de stijghoogte in het Markermeer qua vorm maar liggen in absolute zin ongeveer 10 cm lager, hetgeen duidt op inzijging.



Figuur 6.3 Stijghoogte in de peilschalen in het Markermeer en de bijbehorende ondiepe filters

Zoals aangegeven zijn de metingen begonnen 17 september 2011. In Figuur 6.3 is duidelijk de peilverandering te zien van zomer- naar winterpeil. De eerste 7 dagen hebben nog zomerpeil, daarna volgt er een daling waarna het peil gemiddeld lager ligt vanaf ca 25 dagen. Om te bepalen wat het waterstandsverschil is in het Markermeer tussen de zomer en winterperiode zijn gemiddelde stijghoogten over de periode van 0 t/m

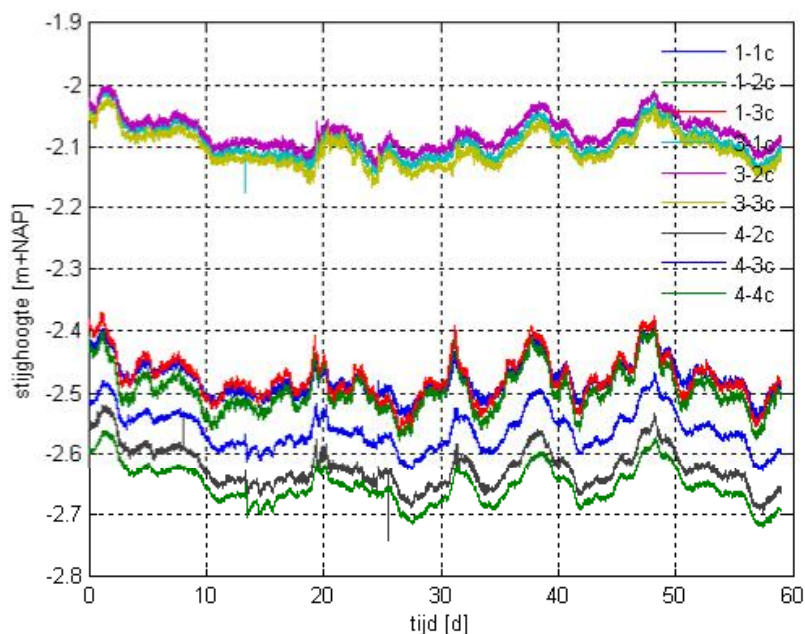
7 dagen (zomer) en van 25 t/m 60 dagen (winter). Deze gemiddelden zijn van elkaar afgetrokken om het stijghoogteverschil, $\Delta\phi$ tussen zomer en winter te krijgen. Het resultaat voor de vier signalen uit Figuur 6.3 is weergegeven in onderstaande Tabel 6.2.

Naam peilschaal	filter/ $\Delta\phi$ [m]
ps3-5_1	-0.14
3-5a	-0.15
ps1-5_1	-0.16
1-5a	-0.15

Tabel 6.2 Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in Markermeer. Peilschaal en in de holocene laag op dezelfde locatie

Het peil in het Markermeer is gemiddeld 15 cm gedaald en de "a" filters in het holoceen in het Markermeer laten ook een daling zien van 15 cm.

De stijghoogten in alle c filters in het pleistoceen uit Bijlagen F1 t/m F3 zijn samen weergegeven in Figuur 6.4. Filters 4-1c, 3-5c zijn niet geplot. In geval van 4-1c is bekend dat de diver kapot was. 3-5 c vertoont ook sprongen die onrealistisch groot zijn. De stijghoogte in raai 3 ligt duidelijk hoger (zo'n 40 cm) dan die in raaien 1 en 4. Hoewel dit lijkt op een onbetrouwbare meting, bijvoorbeeld als gevolg van een foutief uitgevoerde ijking, blijkt dit gedrag in overeenstemming te zijn met gegevens van de Grondwaterkaart van Nederland voor dit gebied. De betreffende metingen worden daarom betrouwbaar beschouwd.



Figuur 6.4 Stijghoogten in het pleistoceen (c-filters in raaien 1, 3 en 4).

De signalen in de c-filters zijn ook goed gecorreleerd. Voor raai 1 worden onderling correlatiecoëfficiënten gevonden tussen 0,95 en 0,98. Voor raai 3 tussen 0,97 en 0,98 en voor raai 4 tussen 0,98 en 0,99. Tussen de raaien 1 en 4 onderling ligt de correlatie tussen 0,86 en 0,95. Raai 3 correleert wat minder met raaien 1 en 4, met coëfficiënten tussen 0,70 en 0,88. Hieruit wordt geconcludeerd dat er een goede relatie is gevonden tussen het Markermeerpeil en de stijghoogte in het pleistocene zand.

Voor deze c-filters zijn ook de gemiddelde stijghoogten bepaald in de zomer- en winterperiode en daarvan het verschil $\Delta\phi$. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 6.3 t/m Tabel 6.5. De maximum daling van zomer- naar winterpeil die in de c-filters gevonden wordt is 6 cm. De daling neemt globaal gezien af naarmate de afstand tot het markermeer groter wordt. In de tabellen is de bovenste rij het dichtst bij het Markermeer en naar onder toe zijn de filters die verder bij het Markermeer vandaan staan.

Voor raai 1 wordt gevonden dat maximaal $6/16 = 38\%$ van de peilverandering van het Markermeer waargenomen wordt in het pleistoceen (voor raai 3 is dit minder maximaal $5/15 = 33\%$). Er wordt geconcludeerd dat het effect van de peilverandering in het Markermeer maximaal 38% doorwerkt in de pleistocene laag.

Naam filter	$\Delta\phi$ [m]
1-5c	-0.06
1-1c	-0.03
1-2c	-0.02
1-3c	-0.04

Tabel 6.3 Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in de peilbuizen in de pleistocene laag in raai 1

Naam filter	$\Delta\phi$ [m]
3-5c	-0.05
3-1c	-0.04
3-2c	-0.03
3-3c	-0.04
3-4c	-0.02

Tabel 6.4 Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in de peilbuizen in de pleistocene laag in raai 3

Naam filter	$\Delta\phi$ [m]
4-1c	*
4-2c	-0.06
4-3c	-0.04
4-4c	-0.05

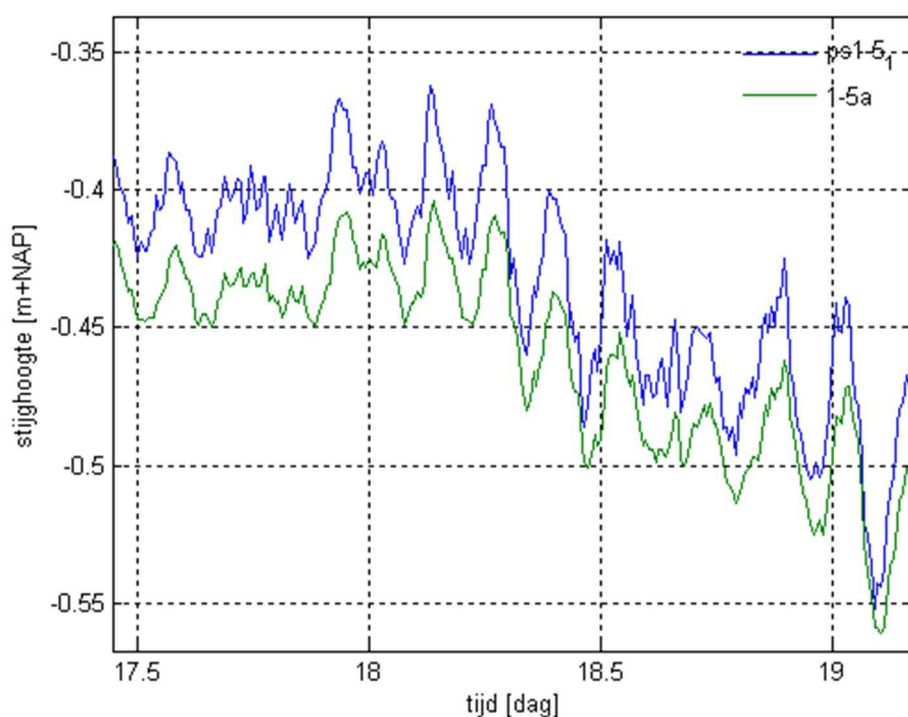
Tabel 6.5 Stijghoogteverandering, $\Delta\phi$ [m], van zomerpeil naar winterpeil in de peilbuizen in de pleistocene laag in raai 4 (* is kapotte diver)

De stijghoogten in de a-filters in het holoceen in de verschillende raaien correleren minder met elkaar en het trekken van een directe conclusie over het gedrag is niet eenvoudig. Wel is duidelijk dat de stijghoogte in de a-filters in het holoceen hoger ligt dan die in de c-filters in het pleistoceen. In raai 1 is dit ca. 1 m hoger, in raai 3 ca 60 cm (m.u.z. van filter 3-4a die ca 10 cm hoger ligt dan 3-4 c) en in raai 4 ca 30 cm hoger. Het gebied is een inzijgingsgebied.

6.4.3 Faseverschuiving

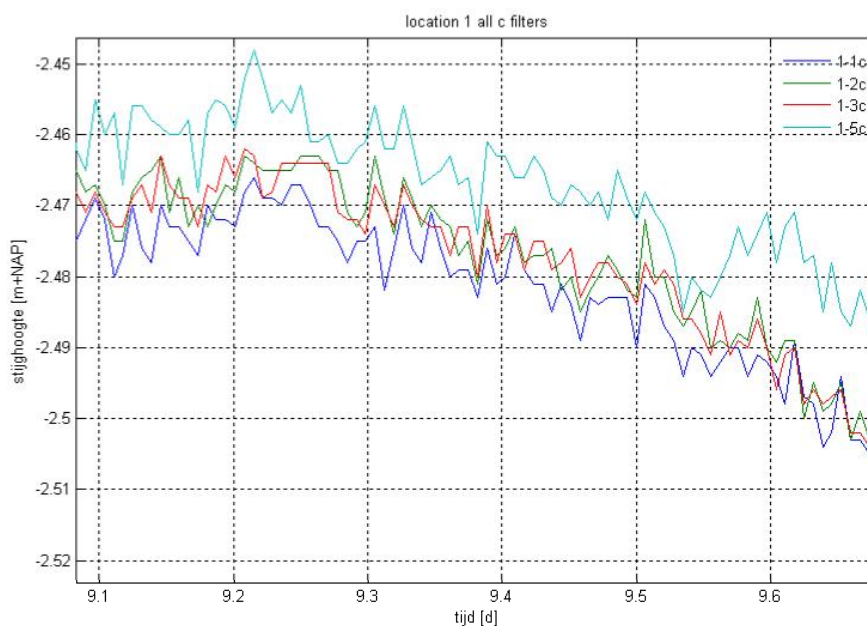
In het voorgaande is geconstateerd dat de peilschalen in het Markermeer en de filters in het holoceen in het Markermeer sterk gecorreleerd zijn. De signalen in de filters in het pleistoceen zijn ook sterk gecorreleerd. De vraag is of er sprake is van een tijdsvertraging tussen signaal in het Markermeer en het signaal in het holoceen. En of er tijdsvertraging is in het pleistoceen tussen de filters nabij het Markermeer en die verder weg.

Hiertoe zijn de signalen in raai 1 bestudeerd. In Figuur 6.5 zijn de signalen in de peilschaal ps1-5-1 en het peilfilter in het holoceen 1-5a, ingezoomd op een deel van de periode van peilverandering van zomer naar winterpeil. Als gekeken wordt naar de dalen en pieken is er soms een klein faseverschil zichtbaar. Op momenten komt de piek in het holoceen (ps1-5a) één sample later dan die in het Markermeer (1-5a). Er is gemeten met 10 minuten intervallen. Sommige pieken/dalen komen op hetzelfde sample. Dus, indien er al sprake is van een faseverschuiving, dan bedraagt deze minder dan 10 minuten. Er is sprake van een zeer korte reactietijd.



Figuur 6.5 Signalen in de peilschaal ps1-5-1 en peilfilter in het holoceen 1-5a, ingezoomd op een deel van de periode van peilverandering van zomer naar winterpeil

Ingezoomde signalen in de c-filters zijn weergegeven in Figuur 6.6. Het is niet waarneembaar binnen de samplefrequentie of buizen dicht bij het Markermeer eerder reageren dan buizen verder weg. Veel pieken/dalen vallen op hetzelfde sample.



Figuur 6.6 Signalen in de c-filters van raai1, ingezoomd op een deel van de periode van peilverandering van zomer naar winterpeil

6.5 Samenvatting en conclusies

De uitgevoerde metingen, zoals beschreven in paragraaf 6.2 en 6.3, betreffen de periode van half september tot half november 2011, met een frequentie van een meting per 10 minuten. Hierdoor wordt een zeer nauwkeurig beeld verkregen van het verloop van de waterstanden en –stijghoogten. De metingen zijn verricht met ‘divers’ met een meetresolutie in de orde van twee mm. De meetnauwkeurigheid ligt in de orde van één cm.

De meetperiode betreft nog gedurende 7 dagen het zomerpeil waarna, in een periode van ca. 12 dagen het – ongeveer 0,16 m lagere – winterpeil wordt bereikt. Vervolgens treden – ten opzichte van het lagere winterpeil – nog geringe peilfluctuaties op die voornamelijk te maken hebben met neerslag, opwaaiing en verdamping.

De interpretatie heeft als volgt plaatsgevonden:

- Om aannemelijk te maken dat de gemeten respons inderdaad oorzakelijk samenhangt met de gemeten fluctuaties in het Markermeer, is voor elke meetreeks in het Pleistoceen de correlatiecoëfficiënt tussen meetreeks en Markermeer peil vastgesteld. De correlatie tussen het Markermeerpeil en de stijghoogten van peilfilters in het Pleistocene zand is hoog. Uit berekeningen volgen correlatiecoëfficiënten van meer dan 0,93 -0,99. Hieruit is geconcludeerd dat de gemeten stijghoogte schommelingen in het Pleistocene zand nagenoeg volledig te verklaren zijn uit veranderingen in het peil van het Markermeer.
- Voor de verschillende peilbuizen én voor het Markermeerpeil is het gemiddelde bepaald voor de periode waarin het zomerpeil werd gehandhaafd (eerste 7 dagen) en de periode waarin het winterpeil was bereikt. De respons (in %) kan hieruit eenvoudig worden bepaald.

Uit de analyses van de meetdata zijn de volgende conclusies getrokken:

- Tijdens de meetperiode heeft een verlaging van het peil in het Markermeer van 0,16 m plaatsgevonden
- De invloed van deze verlaging in het Markermeer leidt tot een verlaging van de stijghoogte in het Pleistoceen, ter plaatse van de binnenteen van de dijk, met 0,02 m tot 0,04 m. Op één locatie is 0,06 m verlaging gemeten.

Bij de voorgaande resultaten kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt:

- Ondanks de goede correlatie tussen het peil in het Markermeer en de stijghoogte in het Pleistoceen moet worden vermeld dat – in het algemeen gesproken – een verandering in de orde < 0,05 m als weinig significant moet worden beschouwd. Meteorologische invloeden, onnauwkeurigheid in meetapparatuur en – onbekende – omgevingsinvloeden kunnen al gauw tot afwijkingen in de orde van 0,05 m leiden.
- Bij het interpreteren is ook gekeken naar eventuele faseverschuiving (nauwlijngseffect). Hieruit blijkt dat er nauwelijks faseverschuiving optreedt.
- Bij de interpretatie is er van uitgegaan dat het peil in het Markermeer een lineair verband heeft met de respons.

Samenvattend wordt geconcludeerd dat de maximaal gemeten respons van 0,06 m is bij een waterstandstijging van 0,16 m. Dit komt overeen met 38% van de gemeten peilfluctuatie in het Markermeer. De werkelijke respons zal naar verwachting geringer zijn. Door repons van 38% te gebruiken bij het bepalen van de toename in stijghoogte in het diepe zand als gevolg van het optreden van maatgevend hoogwater op het Markermeer wordt, ten opzichte van de veldmetingen een conservatieve, een relatief hoge, toename gevonden. Verwacht mag worden dat in werkelijkheid een meer geringe toename zal optreden.

Het maatgevend hoogwater ter plaatse van de Markermeerdijken is NAP + 0,68 m tot NAP +0,78 m. Dit betekent een stijging van 1,08 m tot 1,18 m ten opzichte van het winterpeil. Bij een respons van 38% volgt hier uit een toename van 0,40 m tot 0,45 m in de stijghoogte in het pleistocene zand.

Voor de beoordeling of opdrijven van het slappe lagen pakket aan de teen van de Markermeerdijk kan optreden dient de korrelspanning op het grensvlak van het pleistocene zand en de holocene lagen te worden gecontroleerd. De veiligheid tegen opdrijven, n is gedefinieerd als de verhouding tussen de verticale spanning aan de onderzijde van het slappe lagen pakket, σ en de waterspanning aan de bovenzijde van de zandlaag, σ_w :

$$n = \frac{\sigma_w}{\sigma} \quad (6.1)$$

Opdrijven treedt op als de waterspanning aan de bovenzijde van de zandlaag gelijk is aan het gewicht van het slappe lagen pakket, $n = 1$. In dat geval is de schuifweerstand op het grensvlak van het pleistocene zand en de bovenliggende slappe lagenpakket tot 0 gereduceerd. Voor dusdanig hoge waterspanningen in de zandlaag dat geldt $0,8 < n < 1,0$ geldt dat er een zodanige afname van de schuifweerstand op het glijvlak is opgetreden dat afschuiven volgens het drukstaafmodel, methode LiftVan, niet uit te sluiten is. Onder dagelijkse omstandigheden zal dit, in het algemeen, niet optreden en geldt $n < 1,0$.

De opdrijfveiligheid zal voor elk dwarsprofiel dat in beschouwing wordt genomen afzonderlijk moeten worden beoordeeld. Om een indruk te krijgen van de invloed van de gevonden respons op de opdrijfveiligheid is in deze paragraaf gekeken naar het dwarsprofiel ter hoogte

van het proefveld. Dit dwarsprofiel valt samen met de meetraai 3. Uit de schematisatie die wordt besproken in paragraaf 7.5 volgt voor de verticale spanning aan de teen van het dijklichaam ter hoogte van de onderzijde van het slappe lagen pakket, $\sigma = 103,3 \text{ kN/m}^2$. Uit de metingen ter plaatse van meetraai 3 volgt voor dat de stijghoogte in het pleistocene zand NAP -2,1 m is, zie Figuur 6.4. De bovenzijde van het pleistocene zand is gelegen op NAP -10 m, waardoor voor de waterspanning aan de bovenzijde van de pleistocene zandlaag geldt, $\sigma_w = 77,1 \text{ kN/m}^2$. Hieruit volgt voor dagelijkse omstandigheden een oprijfveiligheid, $n = 0,75$. Bij de maximaal te verwachten respons van 38% op maatgevend hoogwater volgt een toename van de stijghoogte van 0,40 m ofwel een toename van de waterspanning met $3,9 \text{ kN/m}^2$. In dat geval wordt de oprijfveiligheid $n = 0,78$. Dit betekent dat bij de maximaal te verwachten respons rekening gehouden moet worden met gereduceerde schuifweerstand op het grensvlak tussen het pleistocene zand en de het slappe lagen pakket. In hoofdstuk 7 en 8 zijn, ten behoeve van de doorvertaling berekeningen uitgevoerd. Hierbij is gebruik gemaakt van de methode LiftVan waarmee de stabiliteit bij opdrijven of, zoals in dit getallen voorbeeld, gedeeltelijk opdrijven, in rekening kan worden gebracht.

Opgemerkt wordt dat ten behoeve van de toetsing en ontwerp van de dijkversterking van de Markermeerdijken is uitgegaan van een respons van 80%. In dat geval wordt een toename van de waterspanning in het pleistocene zand van $8,5 \text{ kN/m}^2$ aangehouden met een oprijfveiligheid tijdens extreme situaties van, $n = 0,82$. Dit is een hogere respons dan op basis van de metingen maximaal mag worden verwacht. Omdat het verschil tussen het winterpeil op het Markermeer en maatgevend hoog water relatief beperkt is, is het verschil waterspanningsreactie en het bijbehorende verschil in oprijfveiligheid beperkt.

7 Vertaling proefresultaat van achterland naar waterkering

7.1 Afbakening stap 5

De veldproeven zijn uitgevoerd op de proeflocatie aan de binnenteen ter hoogte van dijk 28 dijkpaal 71,4. In het proefveld is gevonden dat het veen duidelijk een grotere sterkte heeft dan volgt uit de uitgangspunten voor de toetsing en de daarop volgende dijkversterking van het traject Hoorn – Amsterdam. Om een indruk te geven wat de proefresultaten betekenen voor de stabiliteit van de Markermeerdijken is een doorvertaling gemaakt. De doorvertaling kent twee delen. In het eerste deel wordt gekeken naar het dwarsprofiel ter hoogte van het proefveld. In het tweede deel wordt gekeken naar de overige dijkstrekking.

Hoofdstuk 7 heeft betrekking op het eerste deel, de vertaling van het proefveld naar het nabijgelegen dijklichaam. In hoofdstuk 8 wordt het gehele dijkvak Hoorn – Amsterdam in beschouwing genomen. In de uitwerking van de doorvertaling van het proefveld naar het dijkvak Hoorn – Amsterdam is heterogeniteit van het veen zowel van belang voor de stap van het proefveld naar het nabijgelegen dijklichaam als voor de stap naar het hele dijkvak. De paragrafen 7.2 en 7.4 gaan nader in op heterogeniteit en zijn daarmee ook van belang voor de hoofdstuk 8.

Een belangrijk aspect bij het doorvertalen van de proefresultaten van de proeflocatie naar het gehele dijkvak is de heterogeniteit van veen en veeneigenschappen. Paragraaf 7.4 gaat hier verder op in.

7.2 Beschrijving veensoorten

Om te beoordelen of de proefresultaten gevonden op de proeflocatie te Uitdam ook geldig is voor de rest van de dijkstrekking zal naast aanvullend grondonderzoek (toegelicht in de navolgende paragraaf) gebruik worden gemaakt van een gedetailleerde beschrijving van het veen. Het veen op de proeflocatie te Uitdam is beschreven aan de hand van de beproefde monsters in het laboratorium. De monsters zijn beschreven volgens de Standaard Boorbeschrijving van TNO (compatibel met de NEN-classificatie) op de volgende eigenschappen:

1. Veensoort, gebaseerd op macroresten herkenning waarbij acht soorten veen kunnen worden onderscheiden die allemaal voor kunnen komen in het beschouwde traject (rietveen, zeggeveen, bosveen, mosveen, veenmosveen, heideveen, Scheuchzeriaveen, wollegrasveen).
2. Bepaling van het organische stof-gehalte met LOI (gloeiverlies).
3. Bepalingen amorfiteit (mate van humositeit) en consistentie (weerstand tegen vervorming) van de monsters, zoals beschreven in de standaard boorbeschrijving (SBB, Bosch, 2000).

Aan de hand van de boringen en sonderingen in de DINO-Database is een profiel van de geologie langs de dijk, met extra aandacht voor de samenstelling van het veen, op basis van de karakteristieken van de grondopbouw opgesteld. Hiermee is inzicht verkregen in de verspreiding van de het soort veen langs het dijktraject.

7.3 Aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek Markermeerdijk

Voor het doorvertalen van de proefresultaten dienen de gevonden sterkteparameters uit de proef te worden doorvertaald naar de overige veenpakketten binnen het te beschouwen

dijktraject. Hiervoor is de belangrijkste vraag hoe representatief het veen op de proeflocatie is ten opzichte van de overige strekkingen van de Markermeerdijken.

In de doorvertaling van de lokaal gevonden sterkte naar de sterkte in de specifieke dwarsdoorsnede is de volgende strategie toegepast.

- 5 Er is vast gesteld dat de sterkte die volgt uit de uitgevoerde veldproeven goed aansluit bij de sterkte die met behulp van DSS proeven zijn bepaald waarbij het monster is geconsolideerd bij een spanning die overeenkomt met de terreinspanning.
- 6 Er is een correlatie gelegd tussen de gemeten sondeerweerstand met zowel de conventionele conus als de bolsonde meting met de DSS proeven waarbij het monster is afgeschoven na bij de terreinspanning te zijn geconsolideerd.
- 7 Ter plaatse van de te berekenen dwarsprofielen zijn sonderingen uitgevoerd, zowel in de kruin, als op de berm en in het achterland. Met behulp van de correlatie is een eerste schatting gemaakt van de sterkte eigenschappen.
- 8 Omdat in het algemeen dergelijke correlatie een grote spreiding kennen zijn tevens nieuwe laboratoriumproeven uitgevoerd. Dit zijn opnieuw DSS proeven waarbij de monsters zijn geconsolideerd bij een spanning die overeen komt met de terreinspanning.
- 9 Vervolgens is aan de hand van zowel de proefresultaten als aan de hand van de DSS proeven een keuze gemaakt omtrent de toe te passen sterkte eigenschappen.
- 10 De sterkte eigenschappen van de andere grondlagen zijn overgenomen uit de uitgangspunten voor het ontwerp van de dijkversterking.

Het toepassen van de correlatie is beschreven in paragraaf 7.8.1. De resultaten van het aanvullend laboratoriumonderzoek zijn beschreven in de bijlage G. Naast veen heeft ook de sterkte van het dijksmateriaal een grote invloed op de berekende stabiliteit. Er zijn daarom enkele aanvullende triaxiaalproeven op dijksmateriaal uitgevoerd. Ook de resultaten van deze proeven zijn in de bijlage G weergegeven.

7.4 Fluctuatieschaal

7.4.1 Achtergrond

Resultaten van de laboratoriumproeven op veenmonsters kennen vaak een relatief grote spreiding. Conform de huidige werkwijze, worden stabiliteitsberekeningen uitgevoerd op basis van veilige, lage, schattingen van de sterkte eigenschappen. De veilige, lage, schatting wordt bepaald uit het gemiddelde en de standaard afwijking van de bepaalde parameter. Door vervolgens deze lage schatting te delen door een partiële veiligheidsfactor volgt de rekenwaarde van de sterkte. De rekenwaarden worden vervolgens in de berekeningen toegepast. De grote spreiding die in de laboratoriumproefresultaten wordt gevonden leidt ertoe dat er een groot verschil ontstaat tussen de verwachtingswaarde van de betreffende parameter en de ondergrenswaarde op basis waarvan de rekenwaarde van de betreffende parameter wordt bepaald.

De spreiding in proefresultaten wordt onder andere bepaald door de heterogeniteit van het materiaal veen. Het is mogelijk dat bij de beschouwing van de stabiliteit van een dijklichaam, langs een glijvlak, verschillen in sterkte, die zich op korte afstand van elkaar voordoen, uitmiddelen. De laboratoriumproeven worden uitgevoerd op monsters die aanzienlijk kleiner zijn dan de afmetingen van een potentieel glijvlak. Het is dus denkbaar dat de uitmiddeling die langs een glijvlak wel kan plaats vinden niet plaats vindt bij het uitvoeren van een laboratoriumproef. In dat geval wordt in de laboratoriumproeven een te grote spreiding, ten

opzichte van de werkelijk optredende spreiding langs een glijvlak, gevonden. Door vervolgens deze te grote spreiding in rekening te brengen wordt uiteindelijk een te conservatieve sterkte in rekening gebracht.

Om een indruk te krijgen in hoeverre de werkelijke sterkte van veen wordt onderschat als gevolg van de te grote spreiding die uit de laboratoriumproeven volgt, wordt in deze paragraaf aandacht besteed aan de heterogeniteit van veen onder de noemer fluctuatieschaal. Heterogeniteit en hoe dit in rekening zou moeten worden gebracht is zeer complex. Bijlage D geeft hier een toelichting op. In de navolgende paragrafen wordt kwantitatief een beeld geschetst van de heterogeniteit van veen. In het vervolgonderzoek zal heterogeniteit een grote rol spelen.

7.4.2 Wat is fluctuatieschaal?

Veen is een sterk heterogeen materiaal. De eigenschappen hangen af van de botanische samenstelling, verweringsgraad, vermenging met andere materialen zoals klei en de belastingsgeschiedenis. Deze componenten kunnen over korte afstanden sterk wisselen. Dit heeft tot gevolg dat verwacht mag worden dat de grondmechanische eigenschappen zoals sterkte en stijfheid eveneens op korte afstand sterk kunnen variëren. De schaal waarop deze fluctuaties plaats vinden (mm, cm, m of km-schaal) is belangrijk bij de interpretatie van laboratoriumonderzoek en de bepaling van de grondmechanische eigenschappen op basis van laboratoriumonderzoek.

Grondmechanische eigenschappen worden bepaald ten behoeve van grondmechanische berekeningen zoals stabiliteitsanalyses en vervormingsberekeningen. Indien de schaal waarop het beschouwde mechanisme zich voordoet groter is dan de schaal waarop de grondmechanische eigenschappen fluctueren, zal middeling van de fluctuaties optreden. Bijvoorbeeld langs een glijvlak zullen sterke en zwakkere locaties samen een gemiddelde gemobiliseerde schuifweerstand opleveren. Indien de fluctuatieschaal groter of gelijk is aan de schaal van een beschouwd faalmechanisme dient rekening te worden gehouden met sterke en zwakke locaties in een grondlaag. De sterke en minder sterke locaties middelen in dat geval niet uit en bezwijken kan worden verwacht op de zwakste locatie. Dit is nader uitgewerkt in een notitie van Prof. M. Hicks welke is opgenomen in bijlage D.

Het onderzoeksproject "Dijken op Veen" richt zich specifiek op de sterkte van veen. Het is mogelijk dat de sterkte van veen fluctueert op een schaal die groter is dan de standaard laboratoriumproeven, maar kleiner is dan de afmetingen van een voor dijken relevant glijvlak. Als dit in het onderzoek kan worden aangetoond zou dit een zeer gunstig resultaat zijn. Immers, nog afgezien van een mogelijk hogere verwachtingswaarde van de sterkte door ander inzicht in parameterbepaling zou dan ook een optimalisatie van de rekenwaarde mogelijk kunnen zijn.

Daarnaast speelt de vraag omtrent heterogeniteit ook rondom de interpretatie van de 5 veldproeven. Indien in de veenlaag de fluctuatieschaal kleiner is dan de grootte van de opgewekte glijvlakken, kunnen de 5 proeven onderling worden vergeleken. Indien blijkt dat de fluctuatieschaal groter is dan de afmetingen van de opgewekte glijvlakken, maar kleiner dan de afmetingen van de proeflocatie dient rekening te worden gehouden met sterke en zwakke locaties in het terrein. In dat geval kunnen de proefresultaten niet rechtstreeks met elkaar worden vergeleken.

Om een indruk te krijgen van de invloed van heterogeniteit op het sterktegedrag van veen zijn proeven uitgevoerd op verschillende schaalgroottes. In proeven met afmetingen die klein zijn

ten opzichte van de fluctuatieschaal van veen zal een relatief grote scatter in proefresultaten worden gevonden en daarmee uiteindelijk tot een lage rekenwaarde voor de bewuste parameter. Deze scatter vertaalt zich in relatief grote standaard afwijkingen van de te bepalen grootheden. Door te variëren met de schaalgrootte van de proeven zou de standaard afwijking van de te bepalen grootheid naar verwachting veranderen. Voor het onderzoeksproject “Dijken op Veen” is de volgende schaalgrootte bekeken:

- a. Veldsondemetingen (millimeterschaal, paragraaf 7.4.4).
- b. Conventionele laboratoriumproeven (centimeterschaal, paragraaf 7.4.5).
- c. Grootschalige laboratoriumproeven (decimeterschaal, paragraaf 7.4.6).
- d. Veldproeven (meterschaal, 7.4.7).
- e. Aanvullend grondonderzoek op locaties van de Markermeerdijk (kilometerschaal, 7.4.8).

Voordat wordt gekeken naar fluctuaties in de metingen, paragraaf 7.4.4 wordt eerst een beschrijving van de veenopbouw gegeven. Een uitgebreide beschrijving is opgenomen in bijlage M.

7.4.3 Beschrijving veensoorten

Er is een uitgebreide beschrijving en classificatie van de veensoorten, die zijn aangetroffen op de proeflocatie, opgesteld. In deze paragraaf wordt een korte samenvatting gegeven van de veenopbouw. In het analyse rapport wordt de veenopbouw besproken zoals die onder de proeven 1, 2, 4 en 5 is aangetroffen. Ter indicatie van de aangetroffen opbouw is hier de beschrijving van de grondopbouw zoals deze ter plaatse van de proeven 4 en 5 is beschreven, herhaald. De ondergrond onder de containers bestaat uit veen; te omschrijven als rietveen en zeggeveen met regelmatig veenmosveenlagen met een indeling in de Von Post classificatie als H2 tot H3 (weinig vergane plantenresten waaruit helder water wordt geperst).

Op het veen ligt een kleilaag van enige decimeters dikte waarin de huidige bodem (de door weer en wind beïnvloedde toplaag) is ontwikkeld, welke zich meest tot onder de kleilaag voortzet met inspoelinghuidjes op de bodemaggregaten in het matig verweerde veen. Onder het veenpakket ligt beneden ongeveer NAP – 6,0 m een dikkere kleilaag.

Na afloop van de proeven zijn inspectiesleuven gegraven voor het inspecteren en beschrijven van de ondergrond. In het veen zijn horizonten en lagen te herkennen die zich over grotere oppervlakken uitstrekken en in al de 3 sleuven zijn aangetroffen. Hieronder wordt een kort overzicht gegeven, waarin de genoemde diktes en dieptes kunnen variëren, van boven naar beneden:

- Kleilaag van 0,2 m aan het oppervlak met een zodelaag.
- Rietveenzone tot ongeveer MV - 0,5 m.
- Zeggeveen gedomineerde zone tot MV - 1,2 m.
- Kleisplit op MV - 1,2 m, zijnde een scherp begrensde kleilaag van 3 – 25 mm dikte, regelmatig in 2- soms zelf 3-voud binnen 0,1 m met minder dan 0,25 m reliëf over meer dan 20 m.
- De kleisplit is over grotere ontsloten lengtes geassocieerd met veenmosveen eenheden van 0,05 – 0,2 m dikte, ook komen er regelmatig fijne takjes en dergelijke op scheidingsvlakken in voor.
- Zegge- en veenmosveenlaag van 0,3 m dikte met regelmatig heidewortels/-takjes.
- Zegge- en veenmosveenlaag van 0,5 m dikte met donkerder tint door enige oxidatie.

- Okerlaag van ongeveer 0,05 – 0,1 m dikte, zijnde een gelig getinte laag met weinig grove plantenresten anders dan fijne wortels en die in de sleuf van proef 4 bij container 3 en deels in de sleuf bij container 2 een zachte substantie bevat (kalk naar het zich liet aanzien), die elders niet of zeer weinig aanwezig is.
- Zegge- en veenmosveenlaag tenminste 0,4 m dik.
- Zegge en rietveenlaag gelegen boven de kleilaag op ongeveer NAP - 6 m.

Er zijn zones met een enige bodemvorming herkenbaar (iets donkerder kleur en plaatselijk met herkenbare zeer ondiepe bodemstructuur. Ook zijn er zones waarin meer intacte wollegraspollen aangetroffen. Deze zones, met uitzondering van de rietveeneenheden, wijzen niet op grote veranderingen in regionale accumulatieomstandigheden.

Er zijn op verschillende dieptes over tenminste meer dan 4 – 10 m² uitgestrekte horizontale (in oorspronkelijke positie) discontinuïteitvlakken te herkennen in het veen. De discontinuïteit betreft afwezigheid van doorgaande plantenresten en het oppervlak ervan heeft vaak een glimmende coating (bacterieel). Op één diepte komt zo'n discontinuïteit voor in de vorm van een 3 – 25 mm dikke kleilaag die langs alle wanden van de ontsluitingen te herkennen was (diepte ongeveer 1,2 m beneden maaiveld). De vlakken hebben een onregelmatig oppervlak met een reliëf tot 10 mm over 1 m afstand en tot meer dan 50 mm over 4 m afstand. Deze vlakken worden gewoonlijk als horizontale rekspleten opgevat, ontstaan door het tijdelijk gaan drijven van een veenpakket onder invloed van regionale veranderingen van waterstanden door hoog water, stormvloed, getijde en dergelijke. In dergelijke spleten kan klei accumuleren, meest als zeer dunne, millimeter tot centimeter, scherp begrensde kleilaagjes.

De variatie in samenstelling over horizontale afstanden van 1 tot 3 decimeter is groot in vergelijking met de gemiddelde variatie over meerdere meters. In de verticaal is de variatie in samenstelling en stevigheid erg groot binnen 0,1 m (waaronder enige doorgaande lagen).

Opgemerkt wordt dat het veen boven het kleilaagje op ongeveer mv - 1,2 m merkbaar veel steviger, compacter, is dan het veen onder dat laagje (ook buiten de belaste zone). Wellicht dat de geohydrologische isolatie van de grond boven deze laag slechts daar, in zomerperioden en als gevolg van drainage door wisselende slootpeilen, tot lagere grondwaterdrukken heeft geleid waardoor irreversibele compactie van het veen is opgetreden.

De bovenstaande geologische beschrijving van het veen geeft een indruk van de (botanisch / geologische) heterogeniteit. Als gevolg van het ontstaansproces van het veen kunnen zowel in verticale als in horizontale richting op korte afstand grote verschillen zich voordoen. De vraag is of de constateerde verschillen in veensoorten en verwerking graden zich ook vertalen in verschillen in eigenschappen als sterkte en stijfheid.

Uit inspectie van de ondergrond na het uitvoeren van de veldproeven bleek enerzijds de ontwikkelde scheuren zich door de verschillende veenlagen en veensoorten te ontwikkelen. De aanwezige veensoorten lijken de hoofdstructuur van het scheurenpatroon niet te beïnvloeden. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de sterkte van de totale veenmassa onder de containers niet is bepaald door een dunne zwakke laag of lokaal aanwezige zwakke plek. De sterke en zwakke plekken vormen samen de totale weerstand van het veen. Anderzijds kan op detailniveau worden geconcludeerd dat de scheuren zich enigszins rondom de sterkere delen ontwikkelden. Dit is weergegeven in Figuur 7.1. In het veenmassief zijn rietpollen aanwezig die meer sterkte hebben dan de omringende veenmassa. De onderstaande foto toont dat de scheur om de rietpollen ontwikkeld en niet door de rietpol

gaat. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de zwakkere delen van het veen meer bijdragen aan de sterkte van het veen dan de sterke delen. Kennelijk is de uitmiddeling niet helemaal gelijk verdeeld over de sterke en zwakke delen.



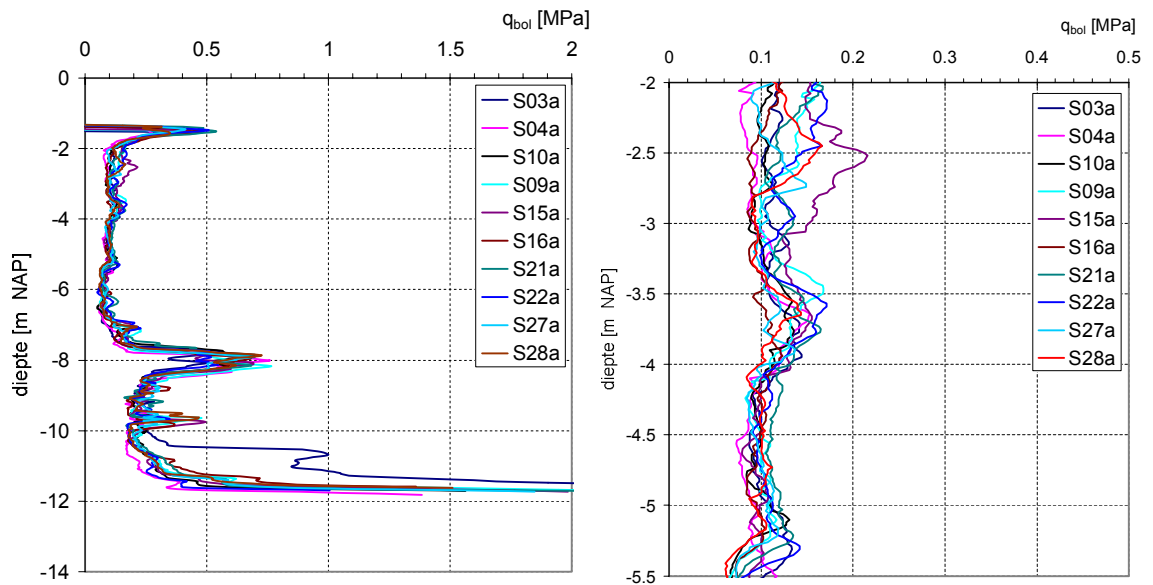
Figuur 7.1 Ontwikkelde scheur aan achterzijde container, de semi verticale scheur ontwikkelde zich langs de sterkere delen

7.4.4 Fluctuaties op cm-schaal; de veldsondemetingen

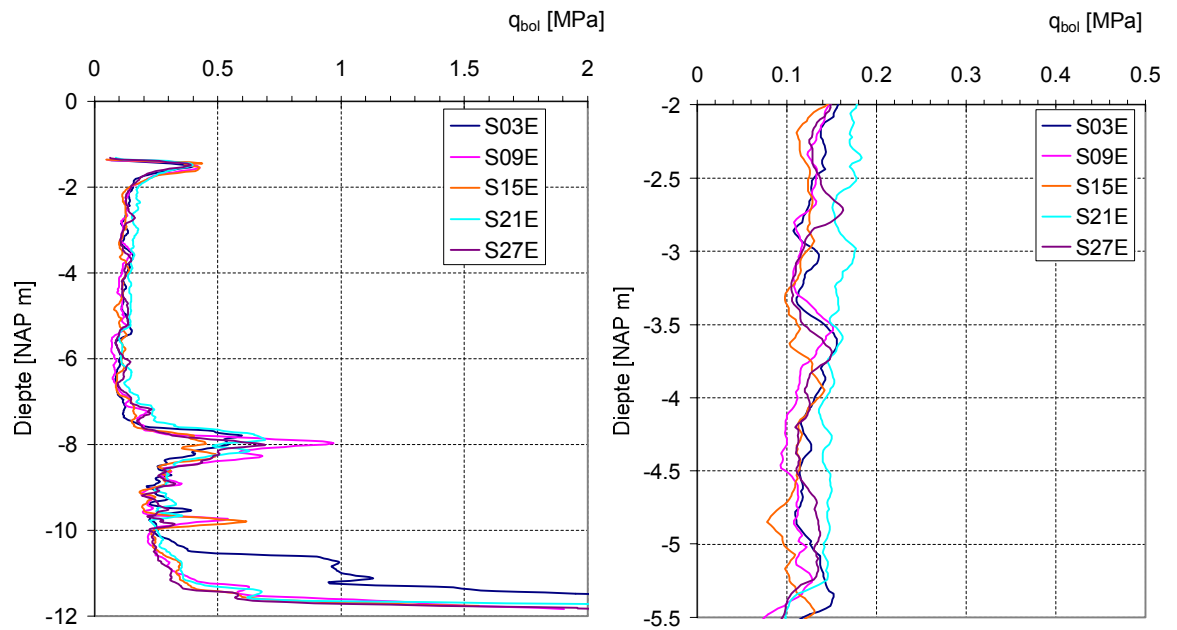
Voorafgaand aan de uitvoering van de veldproeven zijn met verschillende veldsondes, conus, bolsonde en veldvinproef metingen verricht. Deze metingen zijn uitgebreid beschreven in het analyse rapport 1203768-012-GEO-0004 juni 2012. In dit rapport is onderbouwd dat de grootte van de meetwaarden in dezelfde orde van grootte is gelegen als de geëiste meetnauwkeurigheid. Hierdoor is het lastig om een uitspraak te doen over kleine veranderingen in de waarnemingen. Vanwege het grotere oppervlak van de bolsonde zal deze in vergelijking met de conventionele sonderingen een meer nauwkeuriger meting opleveren. In de analyse van de fluctuaties op zeer kleine schaal is dan ook gebruik gemaakt van de bolsonde metingen.

Bij de uitvoering van het onderzoek is gebruik gemaakt van twee bolsondes. Eén bolsonde komt voort uit de inventaris van de voormalige Deltares veldploegen. Alle metingen zijn uitgevoerd gevoerd door Fugro GeoServices b.v. Om onderscheid te maken tussen de metingen met beide sondes is de sonde uit de inventaris van de voormalig Deltares veldploegen aangeduid met Deltares bol. De andere is aangeduid met Fugro bol.

Figuur 7.2 en Figuur 7.3 tonen de resultaten van de bolsonde metingen. Deze grafieken zijn overgenomen uit het analyse rapport 1203768-012-GEO-0004 juni 2012. De linkergrafiek geeft de totale sondering, de rechtergrafiek zoomt in op de veenlaag. De bolsonde metingen lijken een lichte trend in afname van de sondeerweerstand te tonen. Tevens geven ze in verticale richting een indruk van de fluctuatie van de gemeten weerstand.



Figuur 7.2 Bolsonde metingen met bol uit inventaris voormalige Deltares veldploegen, links de totale meting, rechts ingezoomd op de veenlaag



Figuur 7.3 Bolsonde metingen Fugro bol, links de totale meting, rechts ingezoomd op de veenlaag

Meting	μ_{qbol}	σ_{qbol}	V_{qbol}
	[MPa]	[MPa]	[-]
S03a	0,1128	0,0141	0,12
S04a	0,0972	0,0177	0,18
S09a	0,1162	0,0234	0,20
S10a	0,1030	0,0153	0,15
S15a	0,1301	0,0338	0,26
S16a	0,0982	0,0111	0,11
S21a	0,1233	0,0169	0,14
S22a	0,1245	0,0243	0,19
S27a	0,1043	0,0149	0,14
S28a	0,1074	0,0221	0,21
gemiddelde	0,1117	0,0194	0,17

Tabel 7.1 Gemiddelde, μ_{qbol} en standaardafwijking, σ_{qbol} en variatiecoëfficiënt, V_{qbol} , van de gemeten bolweerstand in de veenlaag van NAP -2,0 m tot NAP -5,5 m, metingen met bol uit inventaris voormalige Deltares veldploegen

Meting	μ_{qbol}	σ_{qbol}	V_{qbol}
	[MPa]	[MPa]	[-]
S03e	0,130	0,0133	0,102
S09e	0,118	0,0148	0,126
S15e	0,115	0,0129	0,112
S21e	0,152	0,0169	0,111
S27e	0,126	0,0145	0,115
gemiddelde	0,128	0,0145	0,113

Tabel 7.2 Gemiddelde, μ_{qbol} en standaardafwijking, σ_{qbol} en variatiecoëfficiënt, V_{qbol} , van de gemeten bolweerstand in de veenlaag van NAP -2,0 m tot NAP -5,5 m, metingen Fugro bol

De beide bolsonde metingen hebben elke 2 cm diepte een meting. Hierbij wordt een middeling uitgevoerd over de tussenliggende afstand. Over de hoogte van de veenlaag is de gemiddelde weerstand, μ_{qbol} , de standaardafwijking, σ_{qbol} en de variatiecoëfficiënt, V_{qbol} . Hierbij is de lichte tendens in afname van sondeerweerstand verwaarloosd. De Tabel 7.1 en Tabel 7.2 tonen de resultaten. De verschillen in gemiddelde waarde tussen de metingen met de verschillende bollen is gering. De variatiecoëfficiënt laat een groter verschil te zien. De meting S15a lijkt in dit opzicht een uitbijter te zijn, het laat het grootste variatie coëfficiënt zien. Echter, wanneer meting S15a buiten beschouwing wordt gelaten, wordt voor de metingen uit Tabel 7.1 slechts een geringe afname van de variatiecoëfficiënt gevonden, $V_{qbol} = 0,16$ in plaats van $V_{qbol} = 0,17$. De afwijking van S15a is dus niet de verklaring voor de grotere waarde van de variatiecoëfficiënt.

Hieruit volgt een eerste indruk van de invloed van de fluctuatie in de sterkte van het veen in verticale richting. De gemeten bolweerstand varieert met 11% tot 17% van de gemiddelde waarde over de diepte. Hierbij wordt opgemerkt dat de gevonden variatie niet alleen de fluctuatie in de veeneigenschappen weergeeft, maar ook beïnvloedt wordt door de meetnauwkeurigheid. Omdat de meetnauwkeurigheid dezelfde orde van grootte heeft als de absolute meetwaarden kan niet aangegeven worden welke deel door de meetnauwkeurigheid wordt veroorzaakt en welk deel door heterogeniteit.

7.4.5 Fluctuaties cm – schaal; laboratoriumproeven

De volgende stap is de schaalgrootte voor de laboratoriumproeven. De monsters hebben een diameter van 6,6 cm. De hoogte van de monsters is afhankelijk van het type proef dat wordt uitgevoerd. Voor triaxiaalproeven is de hoogte 13 cm. Voor Direct Simple Shear proeven, DSS proeven, is dit 2 cm. De beproefde monsters worden beschouwd als uniform materiaal, er wordt 1 set parameters, sterkte en stijfheid, uit de resultaten van één proef, afgeleid. In de dagelijkse adviespraktijk wordt aangenomen dat de monsters voldoende klein zijn om inhomogeniteiten in het monster uit te sluiten en tevens dat de monsters representatief zijn voor een hele grondlaag.

De beproefde monsters zijn geselecteerd uit de boringen die in het proefveld zijn uitgevoerd. Hierbij is een zodanige keuze gemaakt dat de monsters zijn verdeeld zowel over de diepte van de veenlaag als over het hele terrein. Om een indruk te krijgen van de spreiding van de proefresultaten is er voor gekozen de ongedraineerde schuifsterkte, s_u , die per monster is bepaald te vergelijken. Immers, voor de bepaling van de gedraineerde sterkte parameters cohesie, c' en hoek van inwendige wrijving, φ' is een extra interpretatie slag nodig waarbij gefit dient te worden tussen meerdere proefresultaten. Een deel van de gevonden spreiding in de gedraineerde sterkte-eigenschappen wordt bepaald door imperfecties van de fit procedure. Hierdoor zijn deze parameters minder geschikt voor het vaststellen van de spreiding in de afzonderlijke monsters.

De sterkte van grond is afhankelijk van een aantal factoren. Een daarvan is de spanning waarbij de proef wordt uitgevoerd. Voor een goede onderlinge vergelijking van proefresultaten wordt daarom gekeken naar de schuifsterkte ratio s_u/σ'_{vi} van normaal geconsolideerde proeven. Er wordt hierbij gekeken naar drie type proeven,

- DSS proeven.
- Isotroop geconsolideerde triaxiaal compressieproeven.
- Anisotroop geconsolideerde triaxiale compressieproeven.

De resultaten van de proeven zijn beschreven in het factual report 1203768-005-GEO-0002, d.d. maart 2012, de analyse van de proeven is beschreven in 1203768-012-GEO-004 juni 2012. Uit dit rapport zijn de onderstaande tabellen overgenomen.

Voor de DSS proeven is gevonden:

Monster	Diepte [NAP m]	ρ [kg/m ³]	W [-]	$s_{u,max}$ [kPa]	σ_{vc} [kPa]	s_u/σ_{vc} [-]
55AA	-4,25	1007	8,65	9,4	12,0	0,78
112CA	-4,87	1005	10,87	8,9	10,1	0,88
123EA	-4,39	979	11,18	9,2	10,1	0,91
125DA	-6,19	1063	4,55	16,0	15,0	1,07
155BD	-1,84	1002	6,09	15,7	15,0	1,05
178DA	-3,80	979	8,14	13,3	15,1	0,88
155BB	-1,74	993	4,81	19,8	17,5	1,13
178DB	-3,87	977	10,47	12,6	17,5	0,72
125DB	-6,24	1116	3,31	17,2	17,3	0,99
53AA	-2,16	1011	8,04	12,0	20,3	0,59
20AC	-2,39	982	8,68	16,9	23,0	0,73
23CB	-5,84	1031	7,19	9,0	20,4	0,44
23CA	-5,99	1031	7,19	8,9	20,3	0,44
111EA	-4,27	1020	8,22	12,2	17,1	0,71
125DC	-6,29	1067	4,68	14,4	20,1	0,72
178DC	-3,94	986	9,24	14,9	19,9	0,75
155BC	-1,79	977	7,00	16,7	20,0	0,84

Tabel 7.3 Samenvatting uitgevoerde DSS-NC proeven

Aan de hand van de resultaten uit Tabel 7.3 worden de volgende waarden bepaald:

- Verwachtingswaarde, s_u/σ_{vc} 0,80
- Standaardafwijking, $\sigma_{su/\sigma_{vc}}$ 0,20
- Variatiecoëfficiënt, $VAR_{su/\sigma_{vc}}$ 0,25
- Karakteristieke bovengrenswaarde, s_u/σ_{vc} 1,15
- Karakteristieke ondergrenswaarde, s_u/σ_{vc} 0,45

Voor de isotroop geconsolideerde triaxiaal compressieproeven:

Monster	W_i [-]	s_u [kPa]	σ_c [kPa]	s_u/σ_c
20BA	8,78	13,58	20,7	0,66
20DB	9,34	26,41	37,5	0,70
21AB	7,88	30,93	51,0	0,61
32CA	8,39	17,21	33,1	0,52
34BA	11,50	5,84	12,2	0,48
34CA	8,61	29,76	61,3	0,49
52BA	8,79	50,09	82,9	0,60
54AA	8,30	23,44	40,5	0,58
54CA	10,76	12,38	18,5	0,67
65BA	9,55	18,86	33,7	0,56
65CA	13,55	36,00	61,4	0,59
74CA	7,72	47,43	80,2	0,59
74DA	11,02	32,36	61,7	0,52
99EA	9,69	7,27	11,3	0,64
100AA	14,10	29,76	59,0	0,50
123AA	7,19	26,76	60,3	0,44
133DA	9,49	7,13	11,3	0,63
133EA	10,94	22,96	30,7	0,75
169BA	10,89	6,68	11,2	0,60
169DA	13,25	17,21	30,4	0,57
179AA	8,51	17,21	30,1	0,57
179BA	10,12	34,81	60,7	0,57
179CA	10,30	5,52	8,7	0,63

Tabel 7.4 Ongedraineerde sterkte eigenschappen uit isotroop normaal geconsolideerde triaxiale compressie proeven

Aan de hand van de resultaten uit Tabel 7.4 worden de volgende waarden bepaald:

- Verwachtingswaarde, s_u/σ_{vc} 0,59
- Standaardafwijking, $\sigma_{su/\sigma_{vc}}$ 0,07
- Variatiecoëfficiënt, $VAR_{su/\sigma_{vc}}$ 0,13
- Karakteristieke bovengrenswaarde, s_u/σ_{vc} 0,71
- Karakteristieke ondergrenswaarde, s_u/σ_{vc} 0,46

Voor de anisotroop normaal geconsolideerde triaxiaal compressieproeven

Monster	Diepte [NAP m]	W [-]	s_u [kPa]	σ'_{vc} [kPa]	s_u/σ'_{vc}
53CA	-2,64	7,89	8,62	13,33	0,65
56DA	-5,97	3,56	9,34	19,73	0,47
87EA	-3,29	7,62	12,51	22,21	0,56
88AA	-3,49	6,61	12,98	20,08	0,65
34DA	-5,69	4,95	16,83	32,57	0,52
145BA	-3,69	7,30	14,64	29,25	0,50
145AA	-3,49	8,76	12,62	26,01	0,49
76CA	-3,61	5,54	12,10	23,64	0,51

Tabel 7.5 Ongedraineerde sterkte eigenschappen uit anisotroop normaal geconsolideerde triaxiale compressie proeven

Aan de hand van de resultaten uit Tabel 7.5 worden de volgende waarden bepaald:

- Verwachtingswaarde, s_u/σ_{vc} 0,54
- Standaardafwijking, $\sigma_{su/\sigma_{vc}}$ 0,07
- Variatiecoëfficiënt, $VAR_{su/\sigma_{vc}}$ 0,13
- Karakteristieke bovengrenswaarde, s_u/σ_{vc} 0,67
- Karakteristieke ondergrenswaarde, s_u/σ_{vc} 0,41

De bovenstaande tabellen geven een samenvatting van een deel van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek. Hierbij is de focus gelegd op de spreiding die is gevonden in de schuifsterkte ratio. Opgemerkt wordt dat relatief hoge waarde van de schuifsterkte ratio die voor de DSS proeven is gevonden onderwerp is van vervolgonderzoek. In de literatuur worden, voor DSS proeven waarden voor s_u/σ_{vc} gerapporteerd van 0,3 tot 0,45. Dit is ook gevonden bij andere projecten waar in Nederland veen is beproefd. De waarden die voor de triaxiale compressieproeven zijn gevonden in Tabel 7.4 en Tabel 7.5 sluiten wel aan bij waarden die in de internationale literatuur worden gepresenteerd. Vanuit de theorie wordt verwacht dat de schuifsterkte ratio, s_u/σ_{vc} , voor DSS proeven lager is dan de waarde voor triaxiale compressie proeven. Voor dit project is dit alleen gevonden voor monsters die bij een relatief hoge spanning zijn uitgevoerd. Mogelijk speelt hier een extra spanningsafhankelijke term een rol die nu nog niet goed wordt onderkend. Dit vormt nog onderwerp van nader onderzoek.

Voor de anisotroop geconsolideerde monsters wordt een iets lagere waarde voor s_u/σ_{vc} gevonden dan voor de isotroop geconsolideerde monsters. Vanuit de theorie volgt echter dat de waarde voor de isotroop geconsolideerde monsters iets hoger zou moeten zijn. Dit kan te maken hebben met de wijze waarop de anisotrope voorbelasting is aangebracht en de kwaliteit van de monsters. Vanwege de losse structuur van het gestoken veen, het lage volume gewicht en het grote porievolume is het lastig ongeroerde monsters te steken. Tevens brengt de anisotrope consolidatiefase het monster aan het einde van de consolidatiefase al relatief dicht bij bezwijken. Door beide te combineren ontstaan problemen doordat monsters mogelijk vroegtijdig bezwijken.

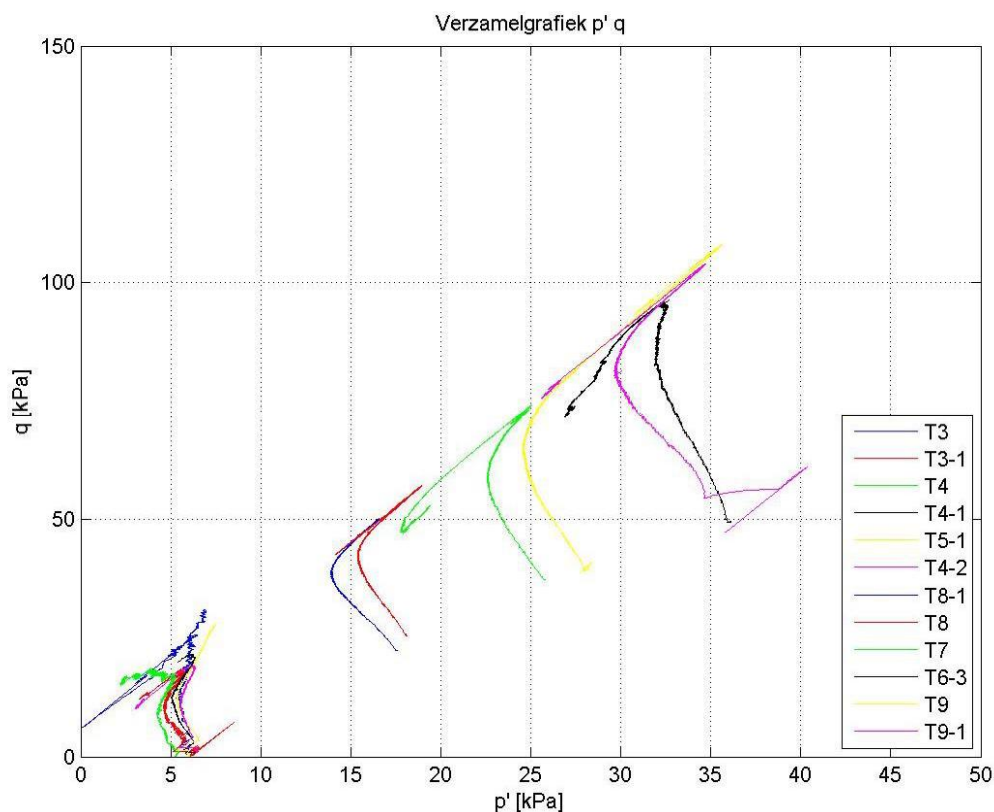
De DSS proeven laten een iets grotere variatiecoëfficiënt zien, $VAR_{su/\sigma_{vc}} = 0,25$ dan de triaxiale compressieproeven, voor beide typen $VAR_{su/\sigma_{vc}} = 0,13$. Mogelijk is dit het gevolg van de extra spanningsafhankelijkheid die nu nog niet goed lijkt te zijn begrepen.

7.4.6 Fluctuaties dm – schaal; grote triaxiaalproeven

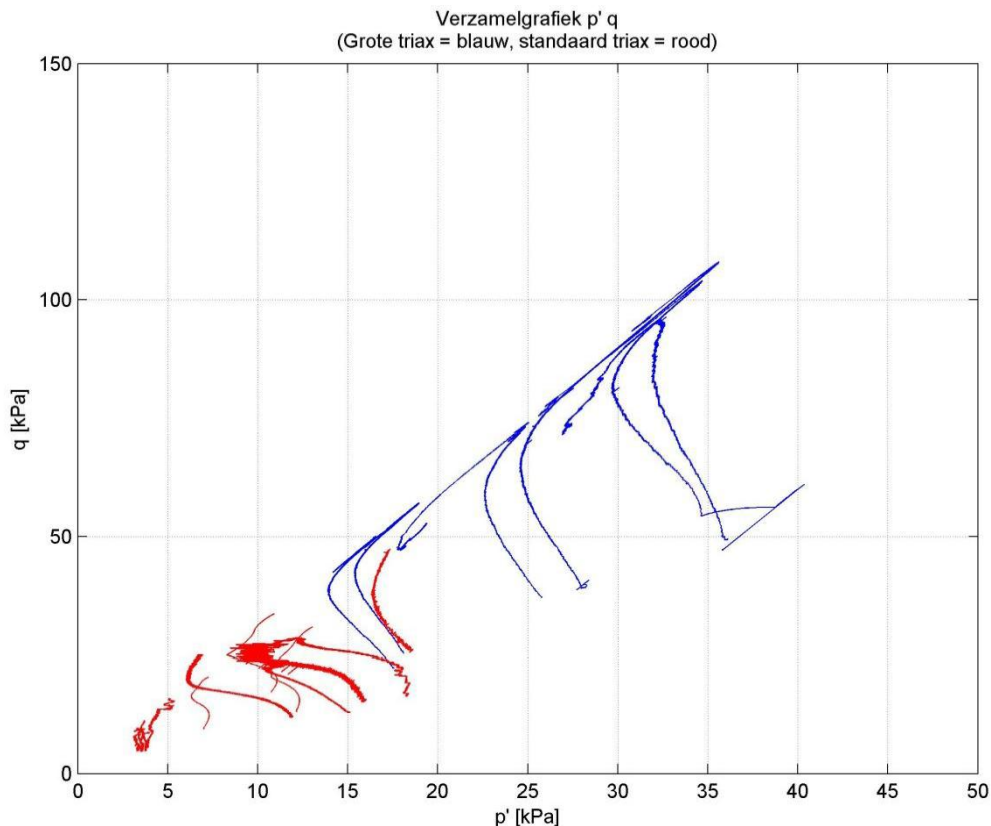
Als tussenschaal zijn twee series grote triaxiaalproeven uitgevoerd. De monsters hebben een diameter van 40 cm en een hoogte van 80 cm. De afmetingen zijn daarmee een orde groter dan de afmetingen van de conventionele laboratoriumproeven. De grote proeven zijn identiek uitgevoerd aan de conventionele proeven. Een beschrijving van de werkwijze en de individuele uitkomsten is beschreven in bijlage J.

De eerste serie proeven betreft monsters die zijn geconsolideerd bij de terreinspanning en vervolgens afgeschoven. Vanwege de lage spanningen is deze serie isotroop geconsolideerd. De tweede serie betreft 6 monsters die anisotroop zijn voorbelast bij een verticale spanning hoger dan de grensspanning. Dit zijn proeven die identiek zijn uitgevoerd aan de proeven die zijn beschreven in Tabel 7.5.

Figuur 7.4 geeft de spanningspaden weer. Tijdens de afschuiffase neemt de waterspanning in het monster toe totdat deze gelijk is aan de celdruk. Dit gebeurt zowel bij de conventionele proeven als bij de grote proeven. Vanaf het moment dat de waterspanning in het monster gelijk is aan de celdruk is er geen effectieve horizontale steundruk meer. De monsters die bij de terreinspanning zijn geconsolideerd bezwijken bij het bereiken van dit punt. De monsters die bij hogere spanningen zijn geconsolideerd bezwijken niet direct wanneer de effectieve steundruk wegvalt. Mogelijk kan dit worden verklaard doordat bij het wegvallen van de effectieve steundruk er ruimte tussen het monster en het vlies ontstaat zodat er ruimte is voor berging van poriewater. Hierdoor reageert het monster gedeeltelijk gedraineerd en wint het extra sterkte. De spanningspaden lopen op langs een lijn met een helling 1:3. Deze lijn wordt de Tension Cut Off lijn, TCO, genoemd en verbindt de punten in het $p' - q$ vlak waarvoor geldt dat de horizontale effectieve spanning 0 is.



Figuur 7.4 Spanningspaden van de grote triaxiaalproeven, de spanningspaden bij lage spanningen geven de proeven bij de terreinspanning weer



Figuur 7.5 Vergelijking tussen de conventionele proeven, rood, en de grote triaxiaalproeven blauw

Figuur 7.5 geeft de vergelijking tussen de spanningspaden van de conventionele proeven, in rood en de grote triaxiaalproeven, in blauw, weer. Voor beide typen proeven zijn zowel de spanningspaden van monsters die bij de terreinspanning zijn geconsolideerd als de normaal geconsolideerde proeven, die bij een hoger spanningsniveau zijn geconsolideerd weergegeven. Voor de verschillende typen proeven, groot en conventioneel, bij de terreinspanning en normaal geconsolideerd, lopen de spanningspaden naar de TCO-lijn. De normaal geconsolideerde grote triaxiaalproeven volgen de TCO lijn enige tijd tot relatief hoge sterktes wordt gevonden.

De spanningspaden van de grote triaxiaalproeven richting de TCO-lijn is voor de grote triaxiaalproeven steiler dan voor de conventionele proeven. Hierdoor raken de grote triaxiaalproeven de TCO lijn bij een hoger spanningsniveau dan de conventionele proeven. Het gedrag van de grote triaxiaalproeven, waarbij voor normaal geconsolideerde omstandigheden een steil pad wordt gevonden en na het bereiken van de TCO-lijn deze nog een tijdje wordt gevolgd, is het gedrag dat in andere projecten in conventionele proeven voor veen wordt gevonden. Mogelijk dat monsterverstoring hier een rol speelt. Het relatief slappe losse veen is lastig te steken. Bij de behandeling van de conventionele monsters is geconstateerd dat er variatie in diameter van het monstermateriaal bestond. Dit is een teken dat het monster verstoord zou kunnen zijn met een slapper en minder sterk gedrag tot gevolg.

De resultaten van de normaal geconsolideerde grote triaxiaalproeven zijn weergegeven in Tabel 7.6.

Monster	Diepte bovenkant monsterbus [NAP m]	W [-]	s_u [kPa]	σ'_{vc} [kPa]	s_u/σ'_{vc}
T8-1	-1,72	8,18	16,95	29,60	0,57
T8	-1,73	9,87	21,75	35,00	0,62
T7	-1,70	9,40	31,50	50,60	0,62
T6-3	-1,62	10,67	46,05	69,00	0,67
T9	-1,71	9,76	34,35	53,50	0,64
T9-1	-1,72	8,39	42,00	67,40	0,62

Tabel 7.6 Resultaat bepaling ongedraineerde sterkte eigenschappen uit anisotroop normaal geconsolideerde grote triaxiaalproeven

Aan de hand van de resultaten uit Tabel 7.6 worden de volgende waarden bepaald:

- Verwachtingswaarde, s_u/σ_{vc} 0,63
- Standaardafwijking, $\sigma_{su/\sigma_{vc}}$ 0,031
- Variatiecoëfficiënt, $VAR_{su/\sigma_{vc}}$ 0,05
- Karakteristieke bovengrenswaarde, s_u/σ_{vc} 0,56
- Karakteristieke ondergrenswaarde, s_u/σ_{vc} 0,69

De anisotroop normaal geconsolideerde grote triaxiaalproeven geven een duidelijk hogere waarde voor de schuifsterkte ratio, s_u/σ_{vc} dan de anisotroop normaal geconsolideerde conventionele proeven. De spreiding in de resultaten is duidelijk kleiner. Zoals hierboven aangegeven speelt behalve de afmetingen van het monster ook monsterverstoring een rol. Op basis van de resultaten mag worden verwacht dat de monsters van de conventionele proeven meer verstoord zijn dan de monsters van de grote triaxiaalproeven.

De spreiding in de resultaten van de grote triaxiaalproeven is gering. Ondanks het grote volume waar verschillende veensoorten en onregelmatigheden, zoals dunne kleilaagjes, in aanwezig waren, wordt slechts een kleine spreiding in de schuifsterkte ratio, s_u/σ_{vc} , gevonden. De gevonden variatiecoëfficiënt van s_u/σ_{vc} voor de grote triaxiaalproeven is niet alleen kleiner dan die van de verschillende conventionele proeven, maar ook kleiner dan de variatiecoëfficiënt van de bolsonde metingen.

7.4.7 Fluctuaties m- schaal; bezwijkproeven

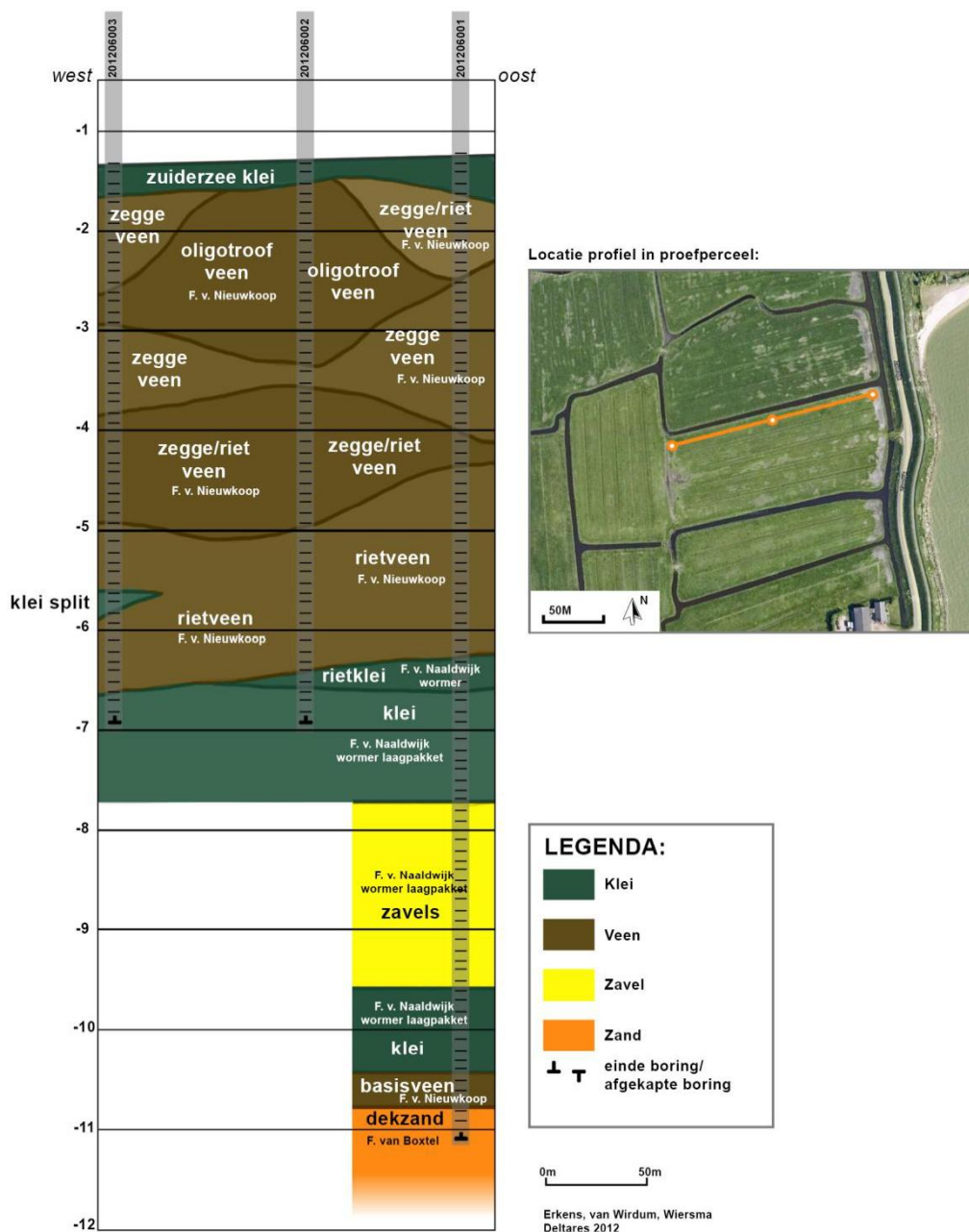
Het onderzoek "Dijken op Veen" is tot nu toe gebaseerd op vier bezwijkproeven. Eén proef is nog in voorbereiding en zal in een later stadium worden gerapporteerd. De vier proeven zijn uitgevoerd in twee series van twee. Dat wil zeggen dat er twee typen proeven zijn uitgevoerd waarbij elk type in duplo is uitgevoerd. Door de proeven in duplo uit te voeren kan worden nagegaan in hoeverre de resultaten reproduceerbaar zijn. Echter twee proeven per proeftype is te weinig om een maat voor de spreiding af te leiden.

In het analyse rapport 1203768-012-GEO-004 is geconstateerd dat er weliswaar verschillen in de resultaten zijn gevonden, maar dat er sprake is van een goede reproduceerbaarheid van de proefresultaten. Dit sluit aan bij de conclusies uit de vergelijking tussen de conventionele en grote triaxiaalproeven. Bij het belasten van een grotere veenmassa lijken de

fluctuaties op kleine schaal niet of weinig bij te dragen aan fluctuaties in sterkte van de beproefde massa.

Hoewel de fluctuaties op kleine schaal kunnen uitmiddelen in een groter volume kunnen op grotere afstanden van elkaar wel volumes veen voorkomen met een hogere of lagere sterkte, elk met op kleinere schaal een fluctuatie daar omheen. Bijlage M geeft een nadere geologische en botanische beschrijving van het veen ter plaatse van het proefvak en langs de Markermeerdijk.

**Profiel proefperceel Uitdam
Mei 2012**



Figuur 7.6 Oost-west profiel over het proefperceel bij Uitdam, gebaseerd op handboringen

Figuur 7.6 geeft een indeling van de veenlaag ter plaatse van de proeflocatie. Voor meer details en toelichting wordt verwezen naar bijlage M. Er is duidelijke onderscheid in de verschillende veensoorten. De vraag is of een verschil in veensoort ook leidt tot een verschil in geotechnische eigenschappen. Om deze vraag te beantwoorden wordt gekeken naar de uitgevoerde sonderingen.

Figuur 7.2 en Figuur 7.3 tonen de bolsonde metingen die over het proefterrein zijn uitgevoerd. Met de Fugro bol is per proeflocatie een meting uitgevoerd. Met de bol uit de inventaris van de voormalig Deltares veldploegen zijn twee metingen per locatie uitgevoerd. Uit de metingen volgen geen duidelijke verschillen in gemeten weerstand tussen de verschillende locaties van de veldproeven 1 tot en met 5. Dit sluit aan bij de botanische / geologische beschrijving van het veen. Uit deze beschrijving van de boringen en verschillende proefsleuven volgde een beeld van een redelijk uniforme ontwikkeling van het gebied. Wel konden op een schaal, kleiner dan de schaal waarop de veldproeven zijn uitgevoerd, variatie in veensoorten voorkomen.

Voor het toetsen van waterkeringen zijn ook de verschillen in de sterkte van veen onder de dijk en naast de dijk van belang. Dit kan ook worden opgevat als een spreiding op meter schaal. Deze spreiding is niet zo zeer het gevolg van een botanische / geologische oorsprong van het veen, als wel van verschillen in belasting en opgetreden vervormingen. Om een indruk te krijgen van deze spreiding is bij de vijf dwarsprofielen een serie sonderingen uitgevoerd ter plaatse van het achterland, ter plaatse van de berm en ter plaatse van de kruin. De vijf profielen betreffen het dwarsprofiel ter hoogte van het proefvak en de vier dwarsprofielen die zijn gekozen voor de doorvertaling, zie paragraaf 4.3.

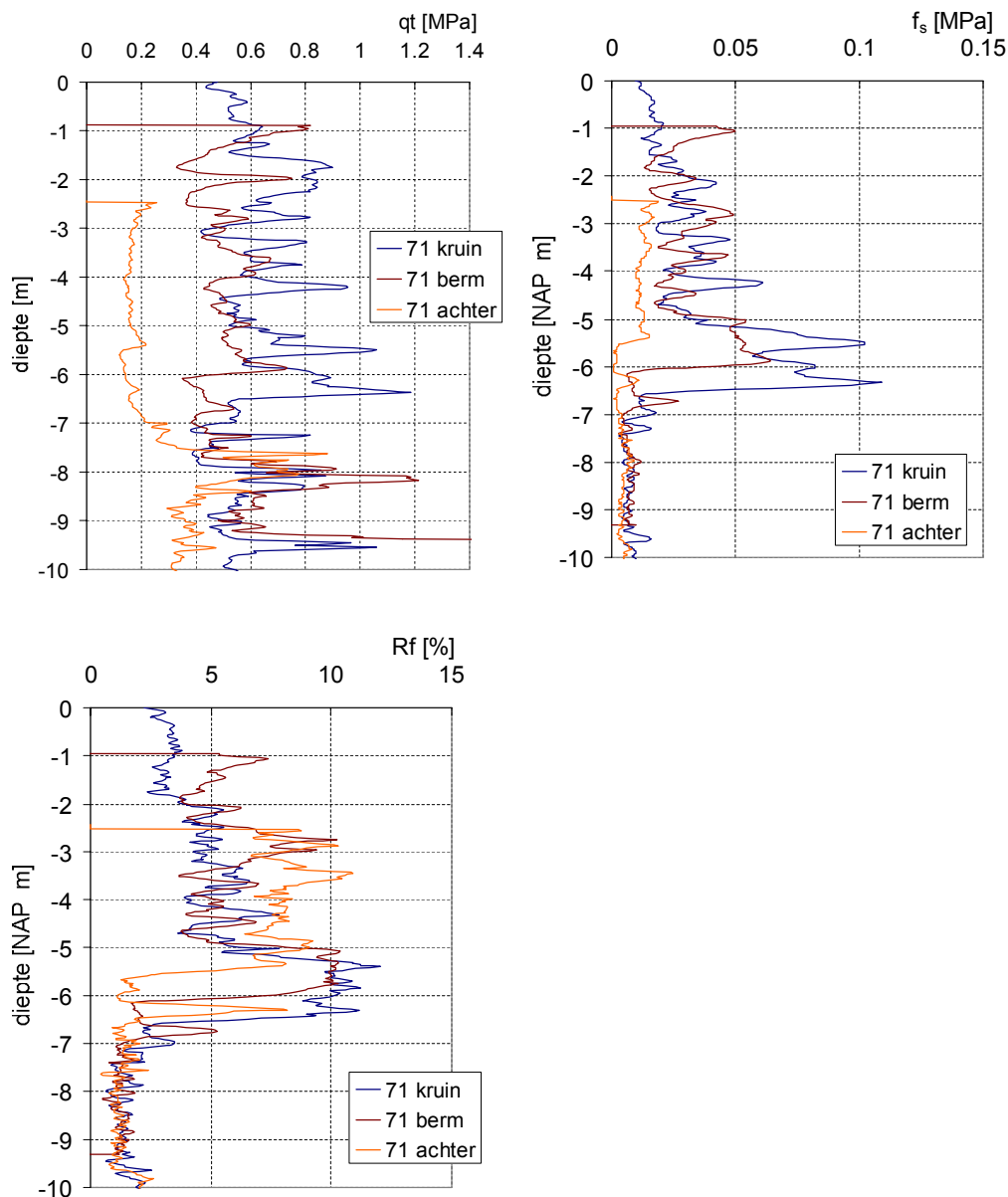
Omdat een bolsondemeting door het stijve dijksmateriaal lastig uit te voeren is, met een grote kans op breuk van de stangen is er voor gekozen deze sonderingen met een conventionele conus uit te voeren. Wel heeft de conus een oppervlak van 15 cm² hetgeen groter is dan in de normen voorgeschreven. Tevens is de conus afgeijkt op een kleiner meetbereik. Deze conus is ook gebruikt bij de uitvoering van de sonderingen op de proeflocatie. Voor de goede vergelijking zijn de gemeten sondeerweerstand gecorrigeerd voor de gemeten waterspanning. De correctie wordt als volgt uitgevoerd:

$$q_t = q_c + (u_2 - a)u_2 \quad (7.1)$$

Waarin:

- q_t = voor waterspanning gecorrigeerde sondeerweerstand.
- q_c = ongecorrigeerde sondeerweerstand.
- a = verhouding inwendige en uitwendige diameter conus, $a = 0,59$.
- u_2 = waterspanning direct boven de conus gemeten.

Figuur 7.7 geeft de vergelijking tussen de sonderingen uitgevoerd ter plaatse van het achterland, berm en kruin ter hoogte van de proeflocatie. Opgemerkt wordt dat bij de uitvoering van de sonderingen is voorgegraven waardoor de start van de metingen niet overeen komt met de maaiveldhoogten. Figuur 7.7 geeft de gecorrigeerde sondeerweerstand q_t , de gemeten wrijving f_s en het wrijvingsgetal R_f weer.



Figuur 7.7 Vergelijking tussen de sonderingen uitgevoerd in het achterland, berm en kruin ter plaatse van dijk 28 dijkspaal 71,4

De overgang van een hoog wrijvingsgetal, R_f , naar een lage waarde rond de NAP – 6 m geeft de overgang van de veenlaag naar de onderliggende kleilaag weer. Ter plaatse van de kruin ligt deze overgang dieper dan ter plaatse van de berm. Ter plaatse van het achterland nog minder diep. Naast natuurlijke variatie in diepteligging is het verschil in hoogteligging het gevolg zijn van samendrukking van de onderliggende kleilagen als gevolg van het gewicht van het dijklichaam.

De hoogteligging van de bovenzijde van de veenlaag is niet eenduidig terug te vinden. In het achterland start de gepresenteerde sondering in de veenlaag. Als gevolg van het voorgraven is de toplaag verwijderd. De overgang van de toplaag naar de onderliggende veenlaag is in deze sondering daarom niet terug te vinden. In de sonderingen die uitgevoerd zijn ter plaatse van de berm en kruin wordt zowel ter plaatse van NAP -2 m als ter hoogte van NAP -5 m een

toename in het wrijvingsgetal gezien. In de gemeten weerstanden wordt geen overgang gevonden. Uit de uitgevoerde boring volgt dat de bovenzijde van de veenlaag ter plaatse van de kruin ligt op NAP -5 m. De veenlaag onder de kruin is daarmee circa 1,5 m dik. Dit is aanzienlijk minder dan de dikte in het achterland, circa 4,5 m.

Het verschil in laagdikte zal voornamelijk het gevolg zijn van samendrukking van de laag onder het gewicht van de dijk. Echter, een natuurlijke variatie in laagdikte kan ook een bijdrage leveren. Omdat uit het veldonderzoek ter plaatse van het proefveld bleek dat de variatie in laagdikte van het veen gering was, is hier verondersteld dat oorspronkelijk, voordat het dijklichaam werd gebouwd, de laagdikte van het veen ter plaatse van het dijklichaam ook circa 4,5 m moet zijn geweest. Dit illustreert de grootte van de samendrukking van de veenlaag ter plaatse van het dijklichaam.

Ter plaatse van de berm wordt de bovenzijde van de veenlaag op circa NAP – 4,7 m aangetroffen. De laagdikte van het veen onder de berm heeft hiermee een vergelijkbare dikte als de veenlaag onder de kruin. Hoewel ook hier natuurlijke variatie een rol kan spelen is het opvallend dat onder de aanzienlijk zwaardere kruin de laagdikte even groot is als onder de minder zware berm.

De grootte van de samendrukking heeft gevolgen voor de sterkte van het veen. Dit is zichtbaar in de metingen van de sondeerweerstand. De gecorrigeerde sondeerweerstand q_r is in het achterland duidelijk lager dan onder de berm respectievelijk onder de kruin. Het verschil in gecorrigeerde weerstand die onder de berm is gemeten en die onder de kruin is gemeten is kleiner, maar nog steeds zichtbaar.

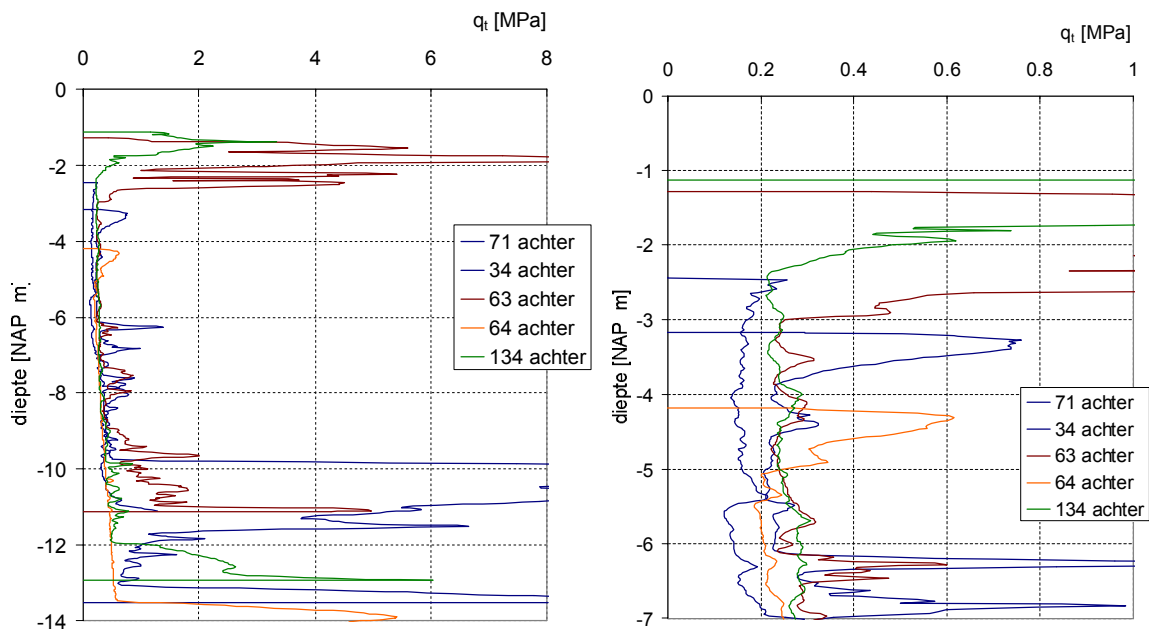
De kwaliteitseisen die aan sonderingen zijn gesteld worden onderverdeeld in drie klassen. In de praktijk wordt voor het toetsen van waterkeringen sonderingen uitgevoerd die voldoen aan de eisen die zijn gesteld in klasse II. Dit houdt in dat de nauwkeurigheid van de gemeten weerstand maximaal 100 kPa (0,1 MPa) dient te zijn. De hier besproken sonderingen vallen in klasse II. Het verschil in sondeerweerstand gevonden in het achterland enerzijds en de berm en kruin anderzijds is groter dan deze geëiste nauwkeurigheid. Hiermee kan worden gesteld dat het gemeten verschil in sterkte significant is.

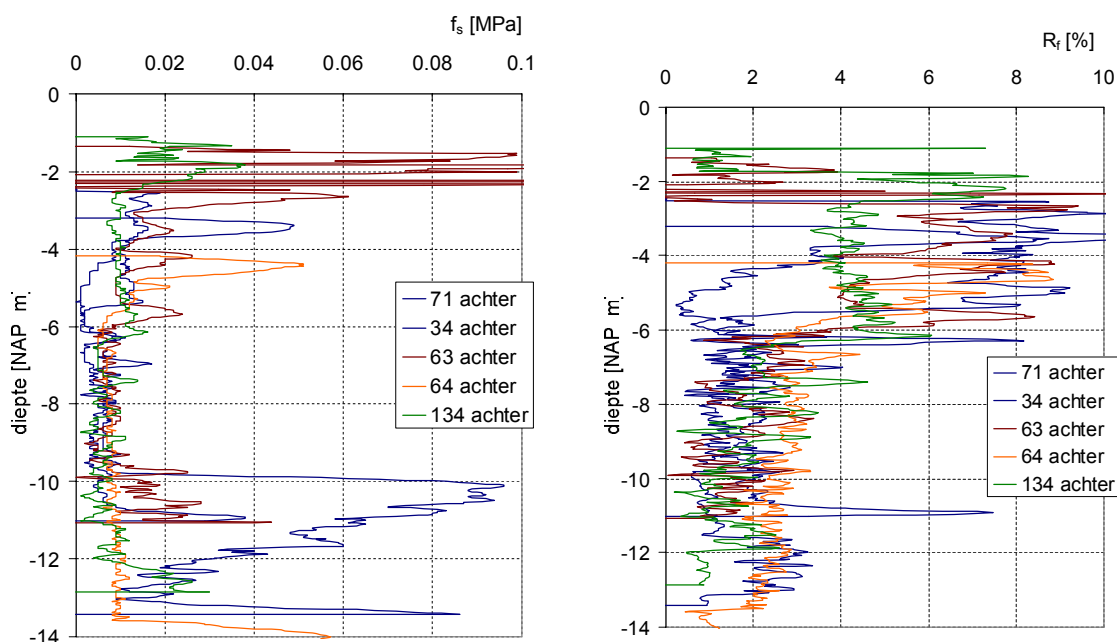
Uit de vergelijking van de sonderingen onder en naast de dijk kan worden geconcludeerd dat de fluctuatie in sterkte van veen niet alleen het gevolg is van verschillen in botanisch / geologische oorsprong, maar ook als gevolg van verschillen in belasting. Bij het toetsen van waterkeringen is dit per definitie het geval. Onder het dijklichaam heersen altijd hogere spanningen dan naast de waterkering en bij het toetsen van waterkeringen worden over het algemeen dijken beschouwd die reeds een lange tijd aanwezig zijn waardoor eventuele veenlagen in de ondergrond zullen zijn samengedrukt als gevolg van het gewicht. Tevens vindt deze fluctuatie in sterkte, per definitie, plaats op een schaal die relevant is voor het stabiliteit van de waterkering. In de huidige werkwijze wordt hier ook rekening mee gehouden. Het is gebruikelijk om in de opgestelde proevenverzameling voor de sterkte van de ondergrond onderscheid te maken tussen sterkte van veen onder en naast het dijklichaam. Dit onderscheid is ook bij de toetsing van de bestaande Markermeerdijken gemaakt. Tevens wordt in de huidige toetsmethoden uitgegaan van de gedraineerde sterkte eigenschappen. De maximaal te mobiliseren schuifweerstand die op basis van gedraineerde sterkte eigenschappen wordt bepaald is afhankelijk van de spanning. Dit leidt tot een hogere in rekening gebrachte maximaal te mobiliseren schuifweerstand onder de dijk in vergelijking tot naast de dijk.

Geconcludeerd wordt dat de belasting en belastingsgeschiedenis een sterke invloed hebben op fluctuatie in sterkte van veen op meter schaal. Wellicht is deze invloed op meterschaal groter dan de invloed van verschillen door botanische of geologische oorsprong.

7.4.8 Fluctuaties op kilometerschaal, vergelijking dwarsprofielen

Op de schaal van de dijk lengte, de kilometerschaal, kunnen zich sterke en zwakke plekken voordoen. Natuurlijke fluctuaties in laagdikte en afzettingmilieu kunnen leiden tot verschillen in de ondergrond die van belang zijn in het toetsen van de stabiliteit van dijken. Om hier voor de situatie langs de Markermeerdijk een indruk te krijgen van eventuele fluctuaties zijn voor vijf dwarsprofielen de sonderingen die op dezelfde locatie in het dwarsprofiel zijn uitgevoerd met elkaar vergeleken. Uitgangspunt hierbij is dat de grootte van de belasting en de belastingsgeschiedenis voor dezelfde punten in het dwarsprofiel, kruin, berm, achterland, voor de verschillende profielen vergelijkbaar is. Gezien het verschil in maaiveldhoogte kan hier vraagtekens bijgezet worden. Voor de sonderingen uit het achterland zijn de grafieken gegeven in de onderstaande figuren.

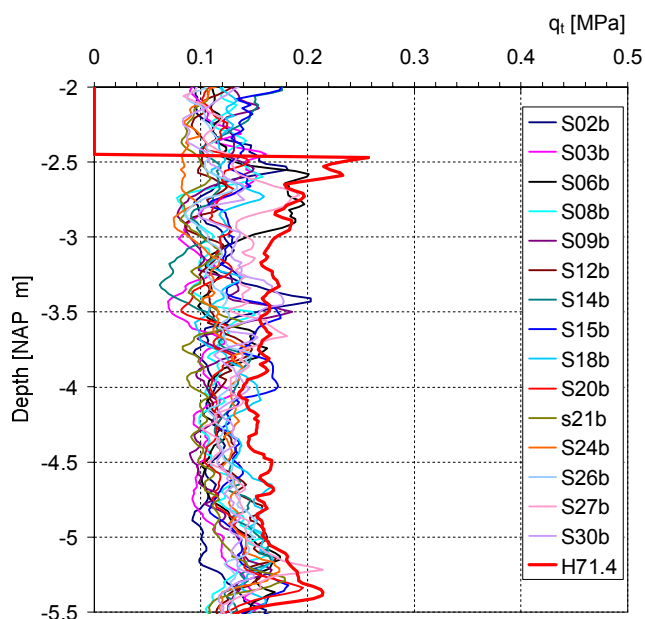




Figuur 7.8 Vergelijking van de uitgevoerde sonderingen in het achterland, gecorrigeerde sondeerweerstand q_c , wrijving f_s en wrijvingsgetal R_f .

Opvallend in Figuur 7.8 is de duidelijke dieptegradiënt in gemeten weerstand. Na inzoomen op de toplaag worden de verschillen in gemeten weerstand zichtbaar. De weerstand ter plaatse van het dwarsprofiel 71 is duidelijk lager dan de weerstand die ter hoogte van de andere dwarsprofielen is gemeten. Opgemerkt wordt dat bij de sondering van dwarsprofiel 71,4 circa 1,5 m is voorgegraven, waardoor de weerstand van de toplaag niet in deze sondering zichtbaar is. Tevens wordt opgemerkt dat in sondering 34 geen veen, maar klei, in het achterland wordt aangetroffen.

Omdat het achterland slecht toegankelijk is voor zware voertuigen, zoals een ballastwagen zijn de sonderingen in het achterland op een toerit uitgevoerd. Dergelijke toeritten, die toegang geven tot het achterliggende weiland zijn enigszins verhard. Net als dat het gewicht van de dijk de sterkte van het onderliggende veen beïnvloedt zal het gewicht van de verharding ook een dergelijk effect hebben. Om de orde van grootte van dit effect in te schatten is de sondering in het achterland ter plaatse van dwarsprofiel 71,4 ook op een toerit uitgevoerd. Dwarsprofiel 71,4 is ter plaatse van het proefveld gelegen. Figuur 7.9 geeft een vergelijking tussen de sondering uitgevoerd ter plaatse van de toerit, sondering H71.4 en de andere sonderingen.



Figuur 7.9 Vergelijking sonderingen met 15 cm² met sondering H71.4 uitgevoerd ter hoogte van de toerit

De sondering uitgevoerd ter plaatse van de toerit levert meetwaarden op die aan de bovengrens van de eerder uitgevoerde sonderingen in het achterland. Hiermee lijkt de invloed van de toerit zichtbaar. Echter, de meetnauwkeurigheid van de gepresenteerde sonderingen ligt in de orde van 0,1 MPa.

Indien wordt aangenomen dat de invloed van de toeritten op de sterkte van de ondergrond op de verschillende locaties vergelijkbaar is ontstaat de indruk dat ter plaatse van dwarsprofiel 71,4 de sterkte van het veen iets lager is dan de sterkte op de andere locaties.

De sonderingen illustreren dat er langs het dijkvak, op kilometerschaal, fluctuatie in de sterkte van het veen aanwezig is. Er lijkt sprake te zijn van sterke en zwakke plekken. Hierbij wordt opgemerkt dat de gevonden verschillen kleiner zijn dan de geëiste meetnauwkeurigheid en dat is aangenomen dat de belasting en belastingsgeschiedenis op de verschillende locaties vergelijkbaar is.

7.4.9 Conclusies Fluctuatieschaal

Op basis van de beschrijving van het veen wordt verwacht dat zelfs op het kleinste niveau waarop gangbare civieltechnische metingen worden uitgevoerd, millimeter schaal, fluctuaties in eigenschappen van veen te verwachten zijn. Voorbeeld hiervan zijn de enkele millimeters dikke kleilagen die in de veenlaag zijn aangetroffen. Ook de verschillende veensoorten die op korte afstand van elkaar en door elkaar zijn aangetroffen leiden tot een sterke heterogeniteit in de veenlaag. In de ontwikkeling van de gemeten sondeerwaarden wordt dan ook een sterkte fluctuatie in de veenlaag gevonden.

Conventionele laboratoriumproeven hebben een schaalgrootte die enkele van deze heterogeniteiten kunnen bevatten. De variatiecoëfficiënt in de gevonden sterkte eigenschap heeft dezelfde orde van grootte als de variatiecoëfficiënt die volgt uit de sondeerwaarden van de bolsonde. Deze heeft de orde van 10 tot 20%.

Bij de vergelijking tussen de conventionele en grote triaxiaalproeven zijn een aantal kanttekeningen geplaatst, vooral met betrekking tot mogelijke monsterverstoring van de conventionele monsters. Echter, feit blijft dat de grote monsters aanzienlijk meer volume hebben en daarmee meer inhomogeniteiten kennen. Desondanks wordt een aanzienlijk kleinere spreiding in de genormaliseerde sterkte gevonden. De variatiecoëfficiënt ligt hier in de orde van 4%. Geconcludeerd wordt dat in de grote proeven de sterke en minder sterke delen tot een gemiddelde sterkte leiden waar minder spreiding in wordt gevonden dan in de conventionele proeven. Voor de sterkte langs een glijvlak betekent dit dat door uitmiddeling een hogere sterkte wordt gevonden dan zou volgen uit de ondergrenswaarde van de triaxiaalproeven op monsters die langs het glijvlak gestoken zouden zijn.

Er zijn te weinig veldproeven uitgevoerd om een statistische analyse uit te voeren. Echter de proefresultaten zijn wel reproduceerbaar. Uit de reconstructie van het bezwijkmechanisme volgt dat de ontwikkeling van het hoofdpatroon van scheuren niet beïnvloedt wordt door de heterogeniteit in het veenmassief. De scheuren lopen door alle veensoorten. Echter, op detailniveau is zichtbaar dat scheuren zich om de sterke delen, zoals de rietpollen, heen ontwikkelen. De echt sterke delen lijken daardoor relatief weinig bij te dragen aan het sterke gedrag.

Met betrekking tot het toetsen van waterkeringen is op meterschaal ook de fluctuatie in sterkte als gevolg van belasting en belastingsgeschiedenis van invloed. De vergelijking van de sonderingen uitgevoerd ter plaatse van de kruin, berm en achterland laten duidelijke verschillen in sondeerbeeld zien. Hieruit volgt dat naast natuurlijke variatie in veensoorten en de mate van verwerking van het veen ook de belasting en belastingsgeschiedenis een grote bijdrage heeft aan de heterogeniteit in sterkte eigenschappen. Met deze bron van heterogeniteit wordt in de huidige werkwijze reeds rekening gehouden.

Tot slot volgt uit een vergelijking tussen sonderingen uitgevoerd op locaties langs het dijkvak Hoorn – Amsterdam dat zwakke en minder zwakke plekken langs het dijkvak aanwezig zijn. Opgemerkt wordt dat hier ook verschillen in belastingsgeschiedenis een rol kunnen spelen en dat de aan de hand van sonderingen vastgestelde verschillen binnen de meetnauwkeurigheid vallen.

Samenvattend wordt gesteld dat de fluctuatieschaal van veen niet met een getal is weer te geven. Op alle schaalgroottes wordt een fluctuatie gevonden. Echter, fluctuaties die plaats vinden op een schaal die kleiner is dan het volume veen dat tot bezwijken wordt gebracht, bijvoorbeeld een triaxiaalproef of een glijvlak onder een dijk leiden tot een uitmiddeling. Deze uitmiddeling lijkt zich niet helemaal evenredig over de sterke en minder sterke delen te ontwikkelen. Immers in de proeven is waargenomen dat scheuren in de ondergrond zich om rietpollen heen ontwikkelen. Fluctuaties die plaats vinden op een schaal die groter is dan het beschouwde volume middelen sterke en zwakke locaties zich uiteraard niet uit.

Bijlage D geeft aan wat dit betekent voor de uitvoering van de stabiliteittoets. De geconstateerde verschillen tussen de conventionele triaxiaalproeven en de grote triaxiaalproeven geven de indruk dat in de huidige werkwijze de spreiding in proefresultaten op conservatieve wijze in rekening wordt gebracht. Op dit punt lijkt een optimalisatie mogelijk. Dit is onderwerp voor vervolgstudie.

7.5 Algemene uitgangspunten berekeningen

7.5.1 Modelschematisaties

Voor het maken van de vertaalslag van de resultaten van de proeflocatie naar de nabijgelegen dijklichaam zijn een aantal berekeningen uitgevoerd. Hiertoe is de ondergrond geschematiseerd op basis van het geotechnische lengteprofiel dat ten behoeve van de toetsing en dijkversterking is opgesteld en de aanvullend uitgevoerde boringen en sonderingen. Op basis hiervan is bodemopbouw afgeleid, zie onderstaande tabellen.

De geohydrologische uitgangspunten zijn overgenomen uit de voor dit vak bepaalde randvoorwaarden. Opgemerkt wordt dat de geometrie is overgenomen uit reeds eerder ten behoeve van de toetsing uitgevoerde berekeningen van dp 72 omdat in dp 71 geen kwelsloot aanwezig is vanwege de toerit.

Naast de dijk (achterland)		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]
-1,26	Maaiveld	
-5,40	Veen	10,00
-6,00	Klei Humeus	12,00
-6,50	Veen	10,00
-8,50	Klei Siltig	14,10
-9,25	Klei Zandig	17,30
-10,80	Klei Siltig	14,10
-11,00	Veen	10,00
	Pleistoceen	19,00-20,00

Tabel 7.7 Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 71-72

Onder de berm		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]
0,60	Maaiveld	
-1,10	Zand antropogeen	18,00 / 20,00
-3,50 / -2,50	Klei humeus	12,50
-6,00	Veen	10,60
-6,60	Klei Humeus	12,50
-6,75	Veen	10,60
-7,50 / -7,20	klei siltig	18,50 / 19,50
-10,00	Klei zandig	16,40
	Pleistoceen	19,00 / 20,00

Tabel 7.8 Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 71-72

Onder de kruin		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]
3,23	Maaiveld	
1,80	Antropogeen klei	14,80
1,51	Zand antropogeen	18,00 / 20,00
-3,20	Klei humeus	12,60
-4,00	Veen	11,50
-5,00	Klei Humeus	12,60
-6,50	Veen	11,00
-7,50	Klei siltig kruin	15,10
-10,30	Klei zandig	16,40
-10,40	Veen Basisveen	10,00
	Pleistoceen	19,00 / 20,00

Tabel 7.9 Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 7-72

7.5.2 Stijghoogte in eerste watervoerend pakket

Uit de toetsing- en versterkingsrapportage volgt dat de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket hier onder gemiddelde omstandigheden is gemeten op een niveau van NAP – 1,80 m. In deze rapportage is voor de respons, de mate waarin de stijghoogte in het zand toeneemt bij een toename van de buitenwaterstand, 80 % aangehouden. Dit betekent dat wanneer de buitenwaterstand van NAP – 0,40 m stijgt naar NAP + 0,70 m de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket met $0,8 \times 1,10 = 0,88$ m toeneemt.

Uit het door Deltares in het kader van deze opdracht uitgevoerde geohydrologische onderzoek, zie hoofdstuk 6, volgt dat hier een actuele waterdruk onder normale omstandigheden van NAP -2,10 m. In dit onderzoek is aangetoond dat een bovengrens van de respons 40 % bedraagt. Dit betekent een waterdrukverhoging in het pleistocene zand van maximaal 0,44 m. Voor het vergelijk van de verschillende uitgangspunten is met beide waarde voor de respons gerekend dus met 40 % en met 80 %

7.5.3 Freatische grondwaterstanden

De freatische grondwaterstand is overgenomen uit de rapportage opgesteld ten behoeve van de toetsing en de versterking. Hiervoor zijn meerdere studies uitgevoerd naar de invloed van de hoogwaterstand op het Markermeer en extreme neerslag op de grondwaterstand in de dijk. Met name de mate van opbolling van de grondwaterstand in de dijk en onder de berm is hierbij onderwerp van onderzoek. Deze analyses zijn weergegeven in de door Fugro opgestelde rapportages 1204-0058-010.r10 en 1204-020.r04. Generieke conclusies uit dit onderzoek, relevant voor de grondwaterstand in de dijk onder verschillende omstandigheden zijn:

- De doorlatendheden van de grondlagen in en onder de dijk (tot ca NAP – 6,0 m) zijn van invloed op de opbolling in de dijk
- Wanneer het dijkprofiel wordt verbreedt neemt de opbolling niet toe
- In sommige gevallen heeft de buitenwaterstand invloed op de opbolling in de dijk
 - Wanneer GWS niveau onder gemiddeld omstandigheden **boven** de MHW stand ligt wordt de gws **niet** beïnvloed door MHW.
 - Wanneer GWS niveau onder gemiddeld omstandigheden **onder** de MHW stand ligt wordt de gws **wel** beïnvloed door MHW. In dat geval wordt 0,5 m opgeteld bij de gemeten GWS.
- Bij extreme neerslag neemt de freatische grondwaterstand onder de dijk toe met 0,7 m

- Onder de berm wordt de freatische lijn aangenomen op een $0,5 \times$ bermhoogte. Dit geldt voor alle omstandigheden uitgezonderd extreme neerslag
 - Bij extreme neerslag wordt de grondwaterstand in de berm op $0,75 \times$ bermhoogte gelegd.

Tabel 7.10 toont de metingen op basis waarvan de freatische lijn ten behoeve van de ontwerpberoevingen voor de dijkversterking is vastgesteld.

Tabel 3-7: Resultaten peilbuismetingen freatische grondwaterpeil (in m t.o.v. NAP)

freatische lijn in profiel (gemiddelde maximale waarden)					
Meting	VI	Kr	Bi	T	A
DIJK 24 & 25 [m t.o.v. NAP]					
2002 - 2005	-	0,6	-	-0,7	-
2009	-0,1	0,8	-0,8	-0,5	-1,5
DIJK 28 & 29 [m t.o.v. NAP]					
2002 - 2005	-	0,6	-	-1,6	-
2009	-0,9	0,8	-1,0	-1,1	-1,5
DIJK 24 & 25 [m t.o.v. maaiveld / dijkprofiel]					
2002 - 2005	-	-3,6	-	-1,1	-
2009	-0,5	-2,4	-0,6	-0,2	-0,3
DIJK 28 & 29 [m t.o.v. maaiveld / dijkprofiel]					
2002 - 2005	-	-2,6	-	-1,1	-
2009	-0,5	-2,2	-1,5	-1,2	-0,2

De waarden betreffen gemiddelde van de maximale meetwaarden

Tabel 7.10 gemeten gemiddelde grondwaterstand in dijk, overgenomen uit eerder genoemde rapportages

Uitgaande van de gemiddelde grondwaterstanden is de freatische lijn in dijk 28 dwarsprofiel 71,4 vastgesteld, zie Tabel 7.11.

	Buitenkruinlijn	Binnenkruinlijn	Berm	Achterland
	[m..NAP]	[m..NAP]	[m..NAP]	[m..NAP]
Gemiddeld	1,00	1,00	-0.87	-1.45
MHW	1.51	1.51	-0.10	-1.45
Extreme neerslag	2.21	2.21	0.30	-1.45

Tabel 7.11 Schematisatie waterspanningen ter plaatse van dijk 28 dwarsprofiel 71,4

7.5.4 Verloop waterspanningen over het Holocene pakket

Ook hiervoor zijn de uitgangspunten overgenomen uit de toets- en ontwerpberoevingen. Er is een lineair verloop van de waterspanning tussen de freatische lijn en de stijghoogte in het diepe zand gehanteerd. Dit is zowel voor MHW situaties gedaan als voor maatgevend neerslag. Hierbij is geen indringingslengte in rekening gebracht en wordt derhalve ook de waterdruk midden in het holocene pakket verhoogd. Een dergelijke stationaire beschouwing is, ook bij ontwerpwaterstanden die 70 dagen duren enigszins conservatief. Dit temeer omdat de gehanteerde respons van 80 % in het diepe zand ook als conservatief kan worden beoordeeld. De berekeningen zijn uitgevoerd met zowel een respons van 80%, conform de ontwerpuitgangspunten als met 38%, conform de resultaten uit hoofdstuk 6.

7.5.5 Verkeersbelasting

Deze is volgens de leidraad toegepast op de kruin, met een spreidingshoek van 45 graden. In afwijking van de leidraad is, conform het toetsings- en versterkingsadvies, met een aanpassingspercentage van 20 % gerekend.

7.6 Te hanteren evenwichtsfactoren

7.6.1 Inleiding

Binnen de geldende normering van dijkkring 13, 1/10.000ste per jaar worden dijken getoetst aan een minimaal vereiste schadefactor. Deze schadefactoren zijn afhankelijk van de betrouwbaarheidsindex die weer afhankelijk is van de dijkvaklengte, dijkkringfrequentie (normstelling) en de kans op overstroming. De berekende evenwichtsfactor dient bepaald te zijn op basis van rekenwaarde voor de schuifsterkte en te worden gedeeld door de modelfactor en schematiseringsfactor. Wanneer de op deze wijze bepaalde evenwichtsfactor groter of gelijk is aan de schadefactor is de dijk als voldoende beoordeeld. Rekenwaarden voor de schuifsterkte komen tot stand door eerst de basiswaarde of karakteristieke waarde, de 95% ondergrenswaarde, te bepalen en deze te delen door de materiaalfactoren uit het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Add-TRWG. Bij versterkingsprojecten wordt dan ook nog de schematiseringsfactor toegepast waarmee de vereiste schadefactor dient te worden vermenigvuldigd.

Er zijn, nog, geen materiaalfactoren opgesteld voor DSS proeven of voor proeven met meer dan 5 % rek. Dit maakt het onmogelijk de huidige veiligheidsfilosofie te combineren met de resultaten uit de veldproef. Daarnaast geldt dat voor het afleiden van een betrouwbare karakteristieke waarde van een proevenverzameling van schuifsterkte proeven op een grondlaag minimaal 6 proeven nodig zijn. De proeven die uitgevoerd zijn op basis van het grondonderzoek in de aanvullende boringen zijn te klein in aantal om daar een betrouwbare karakteristieke waarde van op te stellen. In dit onderzoek wordt uit gegaan van de deterministische benadering waarin wordt uitgegaan van de verwachtingswaarde van de sterkte eigenschappen. Hierbij dient de schadefactor, de norm voor de berekende evenwichtsfactoren worden aangepast ten opzichte van de waarde die toegepast in de thans gebruikelijke semi probabilistische benadering. In de navolgende tekst en paragrafen wordt toegelicht hoe de schadefactor voor de deterministische benadering wordt toegepast.

Voor het verschijnen van de Leidraad Ontwerpen Rivierdijken deel 1, bovenrivieren gebied, LOR1 en deel 2, benedenrivieren gebied, LOR2, was het gebruikelijk om te rekenen met verwachtingswaarde voor de sterkte. Hiervoor werden proefverzamelingen van celproefresultaten gebruikt. De gangbare adviespraktijk in het benedenrivieren gebied was dat de berekende stabiliteitsfactor werd getoetst aan een stabiliteitsfactor van 1,4. Was de berekende stabiliteitsfactor groter dan 1,4 dan was het profiel voldoende stabiel. Wanneer de stabiliteitsfactor lager lag dan 1,3 werd de situatie als onvoldoende stabiel beschouwd. Wanneer de stabiliteitsfactor tussen de 1,3 en 1,4 lag werd met een probabilistische analyse aangetoond dat de toelaatbare kans op macro-instabiliteit voldoende laag was.. Voor andere soort grondconstructies dan waterkeringen was het gebruikelijk om de grens tussen voldoende en onvoldoende veiligheid tegen instabiliteit te leggen op 1,3 (bij toepassing van Celproeven, adviespraktijk Grondmechanica Delft). Deze praktijk was gericht op het werken met celproeven waarbij het vervormingscriterium tussen 1 en 2 % rek lag. Later werd voor andere constructies dan waterkeringen bij toepassing van triaxiaalproeven waarbij de schuifsterkte is bepaald bij een 5 % rekriterium een stabiliteitsfactor van 1,5 gehanteerd (adviespraktijk Grondmechanica Delft).

Vervolgens zijn de LOR1 en LOR2 verschenen waarin is overgestapt op een semiprobabilistische werkwijze waarbij de karakteristieke of basiswaarde voor de schuifsterkte wordt gedeelte door partiële materiaalfactoren en de berekende stabiliteitsfactor wordt getoetst aan een schadefactor welke afhankelijk is van de normfrequentie van beschouwde dijkkring, het wel of niet samenvallen van een afschuiving met extreem hoogwater en de lengte van de dijkkring.

In principe is de nu voorgeschreven werkwijze, zie Add-TRWG, nog steeds geënt op deze werkwijze, maar zijn alleen de materiaalfactoren veranderd als gevolg van het wegvallen van de celproef, die is vervangen door de Triaxiaalproef. Een groot verschil tussen het Add-TRWG en LOR2 is dat het Add-TRWG voor het bovenriviereengebied uitgaat van een dijkvakbenadering en voor het benedenriviereengebied, om trendbreuk te voorkomen met de LOR2, uitgaat van een dijkkringbenadering. In de adviespraktijk voor de dijken langs het Markermeer wordt voor de lengte van het dijkvak dan wel 60 km aangenomen. Bij een lengte van circa 60 km valt de schadefactor bepaald met een dijkvak benadering weer samen met de schadefactor bij een dijkkringbenadering. Op basis van een dijkvaklengte van 60 km zijn ook de schadefactoren bepaald die in het toetsings- en versterkingsadvies zijn aangehouden.

Voor de interpretatie van de rekenresultaten van de 4 dwarsprofielen is ervoor gekozen om aan te sluiten bij de pre-leidraad adviespraktijk.

7.6.2 Afleiding toetswaarde bij toepassing van verwachtingswaarde

Tabel 7.12 geeft een samenvatting van de schadefactor, γ_n , en de schematiseringsfactor, γ_b , die ten behoeve van het ontwerp van de dijkversterking zijn afgeleid. Hierbij zijn de dijkvakken 20 tot en met 23 het traject Hoorn – Edam. De uitgangspunten voor deze vakken zijn beschreven in het rapport 2010-1757.01 ontwerpuitgangspunten_geotechniek Hoorn-Edam. De dijkvakken 24 tot en met 29 geven het traject Edam – Amsterdam weer. De uitgangspunten voor dit traject zijn weergegeven in het rapport 1204-0058-010. Hierbij is gebruik gemaakt van dijkvaklengte van $L = 60$ km

Dijk	Aangehouden vaklengte [km]	$\gamma_{nzone 1}$	$\gamma_{nzone 2}$	γ_b	$\gamma_n \cdot \gamma_b$ Zone 1	$\gamma_n \cdot \gamma_b$ Zone 2
20 - 23	60	1,13	1,07	1,15	1,30	1,23
24 - 29	60	1,13	1,07	1,10	1,24	1,18

Tabel 7.12 In de versterkingsonderzoeken gehanteerde schadefactoren, volgens Fugro rapport 2010-1757.0, γ_n = schadefactor, γ_b = schematiseringsfactor.

De benodigde betrouwbaarheidsindex, β_{nodig} voor een dijkvak wordt gevonden door de onderstaande formule in te vullen.

$$\beta_{nodig} = \Phi^{-1} \left(\frac{f \times norm}{1 + \alpha \frac{L}{l} P_{f_{inst}}} \right)$$

Waarin:

- f = toelaatbare kans op overstrooming door instabiliteit, $f = 0,1$ [-]
- α = verdisconteringsfactor, $\alpha = 0,033$ [-]
- l = glijvlakbreedte, $l = 50$ m (default waarde)
- L = lengte waterkering
- $P_{f_{inst}}$ = kans op falen gegeven een instabiliteit, $P_{f_{inst}} = 1,0$ [-]

Het invullen van de bovenstaande waarden levert op: $\beta_{nodig} = 5,0$.

Echter, wanneer de complete dijkkring wordt beschouwd en wordt opgedeeld in “soorten” dijkvakken en belastingen, dus categorie C kering, duinen, IJssel- en Markermeerdijken, dan volgt dat de totale lengte van de Markermeerdijken 67 km bedraagt. De faalkansruimte dient dan voor de dijken langs het Markermeer naar verhouding van de lengte van de dijkvakken t.o.v. de lengte van alle dijkvakken, lengte 172 km, langs de gehele dijkkring te worden verdisconteerd. Voor de Markermeerdijken met lengte 67 km komt dat overeen met 40%, zodat voor de f de waarde 0,04 moet worden ingevuld, 40% van 0,1. Voor $f = 0,04$ volgt uit de bovenstaande formule $\beta_{nodig} = 5,22$.

De schadefactor voor een dijkvak wordt gevonden door de navolgende formule in te vullen:

$$\gamma_n = 1 + (\beta - 1) = 1,0 + 0,10(5,22 - 1) = 1,16$$

Bij een $L = 67$ km geldt dan per dijkvak voor zone 1: $\beta_{nodig} = 5,22$ en een $P_{loc;toel} = 8,53 \times 10^{-8}$ 1/jaar en $\gamma_n = 1,16$. Voor zone 2 geldt dan $P_{loc;toel} = 8,53 \times 10^{-7}$ 1/jaar waaruit volgt dat $\beta_{nodig} = 4,79$, en $\gamma_n = 1,10$

Wanneer bovenstaande formules, beide overgenomen uit het Addendum bij het Technische rapport Waterkerende grondconstructies, worden toegepast voor de verschillende dijkvakken volgt daaruit de betrouwbaarheidsindex en schadefactor uit per dijkvak. Tabel 7.13 geeft de samenvatting.

Dijkvak	Lengte	β_{nodig}	$P_{loc;toel}$	γ_n Zone 1	γ_n Zone 2
	[km]	[-]	[1/jaar]	[-]	[-]
20-23	67	5,22	$8,50 \times 10^{-8}$	1,16	1,10
23-28	67	5,22	$8,50 \times 10^{-8}$	1,16	1,10

Tabel 7.13 Betrouwbaarheidsindex, β , toelaatbare faalkansen, $P_{loc;toel}$ en schadefactoren, γ_n , verdeling gemaakt naar dijksectie met een gelijke schematiseringsfactor

Op basis van deze betrouwbaarheidsindices en faalkansen kan een overall stabiliteitsfactor worden bepaald. Dit is uitgewerkt in paragraaf 7.6.3.

7.6.3 Discussie uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand.

In het kader van het onderzoeksprogramma Sterkte en Belasting Waterkering, SBW, is in het onderzoeksproject grensverleggend onderzoek naar Macrostabiliteit bij opdrijven gekeken naar de schadefactor die gehanteerd zou moeten in de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand. Deze laatste grenstoestand wordt relevant wanneer gerekend wordt met bezwijkwaarden voor de sterkte, waarbij grotere vervormingen (groter dan 5% rekniveau) zullen optreden. Binnen de gangbare richtlijnen voor constructieberekeningen, bijvoorbeeld in de NEN 6740, maar ook in de verschillende beton- en staalrichtlijnen wordt dit onderscheid gemaakt. De uiterste grenstoestand heeft dan betrekking op de sterkte, dus direct falen van de constructie, de bruikbaarheidsgrenstoestand heeft meer betrekking op functie verlies van de constructie omdat er (te) grote vervormingen optreden. Omdat dit laatste niet leidt tot bezwijken zijn de veiligheidsrisico's van deze grenstoestand beduidend lager dan die van de uiterste grenstoestand. Bij waterkeringen is het echter niet denkbeeldig dat als gevolg van vervormingen ingezet door stabiliteitsverlies de waterkeringen bijvoorbeeld faalt voor wat betreft de kerende hoogte, waardoor als gevolg van een soort van tweede orde

effect veroorzaakt door grote vervormingen de waterkering toch bezwijkt als gevolg van overlopend water. In het genoemde onderzoek wordt hierop ingegaan en is ook voor een case langs de Markermeerdijk, dijk 23 dp 64, gekeken naar wat de veiligheidsfactoren zouden moeten zijn bij toepassing van gemiddelde waarden voor de sterkte parameters.

Bij het beoordelen van het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts bij opdrijven is onderscheid gemaakt in de uiterste grenstoestand (grenstoestanden 1A en 1B) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (grenstoestand 2). Dit is de terminologie van NEN 6700, NEN 6702 en NEN 6740.

In de uiterste grenstoestand wordt getoetst of de combinatie van een optredende (maatgevende) belasting en de beschikbare sterkte juist niet leiden tot het (begin van) falen van de waterkering (ontwikkelen van een glijvlak in het grondlichaam leidend tot inundatie). Dit is grenstoestand 1A. Daarnaast kan falen ook zijn een te grote vervorming van de kruin van de waterkering. Door te grote vervorming van de kruin kan overlopen en overslag optreden. Deze vorm van falen van de waterkering is grenstoestand 1B.

In de bruikbaarheidsgrenstoestand (grenstoestand 2) wordt getoetst of vervorming van het grondlichaam juist niet leidt tot verlies aan bruikbaarheid, schade en hoge onderhoudskosten. Deze grenstoestand is niet van belang voor het toetsen van een waterkering, maar wel voor het ontwerpen en onderhouden van een waterkering.

7.6.4 Uiterste grenstoestand (grenstoestand 1A)

Voor de uiterste grenstoestand bij het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts zijn berekeningen gemaakt met de gemiddelde waarden. Hierbij zijn de veiligheidsfactoren gehanteerd volgens Tabel 7.14. De toelaatbare faalkansen en betrouwbaarheidsindices zijn berekend met de formules uit Appendix G van LOR2 [TAW, 1989]. De schadefactoren zijn berekend met de formules uit het Add-TRWG [ENW, 2007].

Uit het Add-TRWG volgt:

$$\gamma_r = \gamma_s \times \gamma_b \times \gamma_m \times \gamma_d$$

- γ_r = schadefactor voor deterministische berekeningen.
- γ_b = schematiseringsfactor 1,15 voor dijk 10-23 en 1,1 voor dijk 25-28.
- γ_m = materiaal factor (ca 1,2 voor het effect van de materiaalfactoren voor de verhouding tussen het aandrijvend en het tegenwerkend moment wordt deze waarde aangehouden).
- γ_n = schadefactor (1,16 bij 67 km bij dijkkringbenadering).
- γ_d = modelfactor (1,0 voor methode Bishop en 1,05 voor methode UpliftVan bij drukstaaf sommen).
- $\gamma_{r \text{ DIJK 20-23}}$ = $1,15 \times 1,2 \times 1,16 \times 1,0 = 1,60$ (zone 1, methode Bishop).
- $\gamma_{r \text{ DIJK 24-28}}$ = $1,10 \times 1,2 \times 1,16 \times 1,0 = 1,53$ (zone 1, methode Bishop).

Voor de verschillende dijkvakken is hieronder deze overall veiligheidsfactor γ_r gepresenteerd.

	Markermeerdijk	
	20 t/m 23	24 t/m 29
Dijkringfrequentie [jaar ⁻¹]	1/10.000	1/10.000
Toelaatbare faalkans, $P_{loc, toel}$, [jaar ⁻¹]	8,5E-08	8,5E-08
Benodigde betrouwbaarheidsindex β_{nodig} , [jaar ⁻¹]	5,2	5,2
Bijdrage instabiliteit aan kans op overstroming, f , [-]	0,1	0,1
Correlatie tussen afzonderlijke dijkvakken, α [-]	0,033	0,033
Totale lengte van de Markermeerdijken, L , [km]	67 km	67 km
Representatieve lengte van de doorsnede, l , [m]	50	50
Kans op falen gegeven een instabiliteit in zone 1, P_{1inst} , [-]	1	1
Effect materiaalfactoren op evenwichtsfactor, γ_m	1,2	1,2
Schadefactor Addendum TRWG met rekenwaarden Dijkvak, γ_n [-]	1,13	1,13
Schadefactor afgeleid vanuit $\beta = 5,22$ ($L = 67$ $f = 0,04$), γ_n	1,16	1,16
Schematiseringsfactor (bron geotechnische uitgangspunten Dijkversterking, γ_b	1,15	1,10
Schadefactor Addendum TRWG met rekenwaarden met schematiseringsfactor zoals afgeleid in de versterkingsonderzoeken [-]	1,29	1,24
Schadefactor Addendum TRWG met gemiddelde waarden met schematiseringsfactor zoals afgeleid in de versterkingsonderzoeken, γ_r [-]	1,60	1,53
idem, voor situatie niet gecorrigeerd aan het optreden van hoogwater, voor $\gamma_n = 1,10$, γ_r [-]	1,52	1,45

Tabel 7.14 Veiligheidseisen voor de uiterste grenstoestand (grenstoestand 1A). Bij het toepassen van rekenwaarden voor de wrijvings eigenschappen van de grond worden materiaalfactoren toegepast op deze wrijvings eigenschappen. (TRWG = Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies)

Opgemerkt wordt dat in het verleden in de adviespraktijk binnen het beheergebied van HHNK een dijkvaklengte van 10 km werd toegepast. Bij deze lengte hoort een β van 4,7 en een schadefactor van 1,08. De overall evenwichtsfactor zou in dat geval 1,4 zijn.

7.6.5 Minimum veiligheidsniveau (grenstoestand 1A)

De veiligheid van een primaire waterkering is gekoppeld aan de in de Waterwet vastgelegde veiligheidsnorm. Soms zijn voor een dijkvak een of meer faalmechanismen niet relevant. In die situatie kan binnen de totale faalkansruimte extra faalkansruimte aan andere faalmechanismen worden toegekend. Daarmee kan de faalkanseis voor het meest kritische faalmechanisme worden verruimd. Hier zijn wel grenzen aan. Het veiligheidsniveau volgens de NEN 6700-serie is een veiligheidsniveau waar alle geotechnische constructies in Nederland aan dienen te voldoen. Dit is een lager en anders gedefinieerd veiligheidsniveau dan het veiligheidsniveau voor waterkeringen volgens de TAW/ENW-leidraden en technische rapporten. De vereiste betrouwbaarheidsindex volgens de NEN-norm is 3,60 voor een levensduur van 50 jaar. De bijbehorende faalkans is $1,5 \times 10^{-4}$ voor de levensduur. Met een levensduurfactor $f_N = 10$ conform de Leidraad Kunstwerken bedraagt de faalkans $1,5 \times 10^{-5}$ per jaar. De bijbehorende betrouwbaarheidsindex is $\beta = 4,17$.

7.6.6 Toelaatbare vervorming (grenstoestand 1B)

In de huidige adviespraktijk wordt onvoldoende onderscheid gemaakt tussen echt bezwijken van een waterkering (aspect veiligheid: betreft ontwerpen en toetsen) en de eisen voor vervorming van een waterkering (aspect beheer en onderhoud: betreft alleen ontwerpen).

Het mobiliseren van de bezwijksterkte gaat in slappe grond gepaard met grotere vervorming. Grotere vervorming van een waterkering kan leiden tot overslag van de kruin van een waterkering. Vervorming van een waterkering heeft ook gevolgen voor de omgeving (onder andere bebouwing, kabels en leidingen). Omdat dit niet zonder meer wenselijk of toelaatbaar is, moeten criteria worden vastgesteld voor de toelaatbare vervorming.

Op basis van de analyse van de verschillende aspecten die van belang zijn bij het beoordelen van de vervorming van dijken en de gevolgen daarvan voor de omgeving zijn de overwegingen voor de toelaatbare vervorming van een dijk als volgt:

- Het doel van de Waterwet is om de veiligheid tegen overstromen te waarborgen (geen eisen voor bruikbaarheid).
- Er mag volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid [VWS, 2007], wat de veiligheid betreft, 'van alles' mis gaan met de kering (falen), zolang dit maar niet binnen een periode van hoogwater kan leiden tot bresvorming en/of overstroming (falen van de waterkerende functie) onder maatgevende of minder extreme omstandigheden.
- De Waterwet, de leidraden, technische Rapporten en voorschriften schrijven niet voor dat een primaire waterkering, na een maatgevende hoogwaterstand gekeerd te hebben, er 'ongeschonden' bij moet liggen.
- De leidraden en technische rapporten hanteren voor het ontwerpen van dijken al een praktische maat voor de maximale vervorming van 0,10 m aan de binnenteen.
- Bij primaire waterkeringen die zijn ontworpen volgens de vigerende leidraden kan vervorming en schade aan bebouwing bij maatgevende omstandigheden niet worden uitgesloten.
- Bij het toetsen op veiligheid wordt het principe aangehangen dat uitputtend gebruik moet worden gemaakt van alle mogelijkheden om een dijkversterking zo lang mogelijk uit te stellen.
- Volgens de zoneringsmethode heeft het restprofiel het hoogste veiligheidsniveau. Buiten het restprofiel is grote vervorming toelaatbaar.
- De verwachting is dat een kruinhoogte die 10 cm lager is dan de dijktafelhoogte niet leidt tot een overslagdebiet dat veel groter is dan $0,1 \text{ l/s/m}^1$, zodat dit geen aanleiding zal zijn voor het bezwijken van de taludbekleding. Dit zal altijd per situatie moeten worden onderzocht.
- Als grotere vervorming wordt toegelaten, kan de sterkte van een dijk het meest optimaal worden benut.

De toelaatbare vervorming voor een dijk bij het uitvoeren van stabiliteitsberekeningen in het kader van de vijfjaarlijkse Toetsing op veiligheid is als volgt:

- Bij de buitenkruinlijn van een dijk is 10 cm vervorming in verticale richting (zakking) en horizontale richting altijd toelaatbaar.
- Bij de binnenteen van een dijk is 10 cm vervorming in verticale en in horizontale richting altijd toelaatbaar.
- Waar sprake is van overhoogte van de kruin van een dijk kan meer vervorming (zakking) worden toegelaten.

Deze vervorming betreft additionele vervorming per gebeurtenis (hoogwater).

7.6.7 Bruikbaarheidsgrenstoestand (grenstoestand 2)

De criteria voor de beoordeling van de bruikbaarheids grenstoestand, grenstoestand 2, bij buitenwaartse macrostabiliteit zijn gericht op de te verwachten vervorming in verband met het

verlies aan bruikbaarheid, schade of hoge onderhoudskosten. De bruikbaarheids grenstoestand is alleen van belang bij het ontwerpen van waterkeringen. Bij het toetsen van waterkeringen gaat het alleen om het veiligheidsaspect van de waterkeringen (falen, begin van falen). Daarom wordt alleen getoetst aan de uiterste grenstoestand (grenstoestanden 1A en 1B).

7.7 Bepaling sterkte eigenschappen

7.7.1 Strategie bepaling sterkte eigenschappen van veen

Voor de onderbouwing van de winst die te verwachten is indien de sterkte van veen beter wordt beschreven, zijn berekeningen uitgevoerd. In deze berekeningen is de sterkte van veen geoptimaliseerd terwijl de sterkte – eigenschappen van de overige grondlagen is overgenomen uit de uitgangspunten die ten behoeve van het ontwerp van de dijkversterking zijn opgesteld. Door de berekeningsresultaten van de berekeningen die volledig zijn gebaseerd op de uitgangspunten die voor het ontwerp van de dijkversterking zijn gebaseerd te vergelijken met de berekeningsresultaten gebaseerd op dezelfde uitgangspunten, echter waarbij de sterkte van veen is geoptimaliseerd aan de hand van de ervaringen op de proeflocatie. Het verschil in berekeningsresultaat geeft de potentiële winst in berekende stabiliteit indien de sterkte van veen kan worden geoptimaliseerd.

In deze paragraaf is toegelicht hoe de gebruikte sterkte eigenschappen zijn bepaald. Een toelichting op de sterkte-eigenschappen die zijn over genomen uit de uitgangspunten van het ontwerp, voor de klei – en zandlagen is beschreven in paragraaf 7.7.4.

In de doorvertaling van de lokaal gevonden sterkte naar de sterkte in de specifieke dwarsdoorsnede is de volgende strategie toegepast.

- 1 Er is vast gesteld dat de sterkte die volgt uit de uitgevoerde veldproeven goed aansluit bij de sterkte die met behulp van DSS proeven zijn bepaald waarbij het monster is geconsolideerd bij een spanning die overeenkomt met de terreinspanning.
- 2 Er is een correlatie gelegd tussen de gemeten sondeerweerstand met zowel de conventionele conus als de bolsonde meting met de DSS proeven waarbij het monster is afgeschoven na bij de terreinspanning te zijn geconsolideerd.
- 3 Ter plaatse van de te berekenen dwarsprofielen zijn sonderingen uitgevoerd, zowel in de kruin, als op de berm en in het achterland. Met behulp van de correlatie is een eerste schatting gemaakt van de sterkte eigenschappen.
- 4 Omdat in het algemeen dergelijke correlatie een grote spreiding kennen zijn tevens nieuwe laboratoriumproeven uitgevoerd. Dit zijn opnieuw DSS proeven waarbij de monsters zijn geconsolideerd bij een spanning die overeen komt met de terreinspanning.
- 5 Vervolgens is aan de hand van zowel de proefresultaten als aan de hand van de DSS proeven een keuze gemaakt omtrent de toe te passen sterkte eigenschappen.
- 6 De sterkte eigenschappen van de andere grondlagen zijn overgenomen uit de uitgangspunten voor het ontwerp van de dijkversterking.

De stappen 1 en 2 zijn toegelicht in hoofdstuk 5. De stappen 3 en 4, het uitvoeren van aanvullend grondonderzoek en stap 5 het bepalen van de eigenschappen aan de hand van het aanvullend grondonderzoek is beschreven in de na volgende paragrafen. Paragraaf 7.7.2 beschrijft de toepassing van de correlatie. Paragraaf 7.7.3 bespreekt de aanvullend uitgevoerde laboratoriumproeven. Tot slot bespreekt 7.7.5 de uiteindelijke bepaling van de sterkte – eigenschappen.

Omdat naast de sterkte van veen de sterkte van het dijksmateriaal een grote invloed heeft op de berekende evenwichtsfactoren is in het aanvullend laboratoriumonderzoek ook enkele proeven op het dijksmateriaal uitgevoerd.

7.7.2 Correlatie sonderingen

Uit de veldproeven volgde de conclusie dat Direct Simple Shear proeven, DSS proeven, waarbij het monster is geconsolideerd bij de terreinspanning voordat deze wordt afgeschoven resultaten opleveren die goed aansluiten bij de veldproeven. Omdat de sterkte van grond en daarmee ook de sterkte van veen, sterk spanningsafhankelijk is, kan de sterkte die op het proefveld gevonden is niet rechtstreeks worden toegepast op de andere locaties. Op andere locaties dient telkens opnieuw de sterkte van het veen te worden vastgesteld. Om dit op een efficiënte wijze te kunnen doen is een correlatie opgesteld tussen enerzijds de sterkte eigenschappen van het veen zoals die uit de DSS proeven volgen en anderzijds de sonderingen. Zoals aangegeven zijn hierbij de monsters in de DSS proef eerst geconsolideerd bij de terreinspanning voordat deze werden afgeschoven. De sondeerwaarden die zijn gebruikt bij het opstellen van de correlatie volgen uit de sonderingen die het dichtst bij de boringen, waaruit de monsters voor de DSS proeven zijn geselecteerd, zijn uitgevoerd. De correlatie is opgesteld met behulp van meetdata van de proeflocatie en is beschreven in het analyse rapport 1203768-012-GEO-0004 juni 2012.

De volgende correlatie is gefit:

$$s_u = \frac{q_t}{N_{kt}}, \quad (7.2)$$

$$q_t = q_c + (q_c - a)u_2$$

Waarin:

- s_u = ongedraineerde schuifsterkte.
- q_t = gecorrigeerde sondeerweerstand.
- q_c = ongecorrigeerde sondeerweerstand.
- a = conusfactor, voor de hier gebruikte conus $a = 0,59$.
- u_2 = waterspanning gemeten boven de conus.
- N_{kt} = fitfactor.

In het analyse rapport is de bovenstaande vergelijking gefit aan verschillende type conussen. Geconcludeerd is dat de bolsonde metingen de minste spreiding in meetwaarden opleveren. Daarmee is de bolsonde het meest geschikt voor het gebruik in de doorvertaling. Echter bij de doorvertaling is ook informatie over de veenlaag onder de berm en kruin van het dijklichaam nodig. Bij het uitvoeren van een bolsonde meting door de kruin van het dijklichaam is er een aanzienlijke kans op breuk van de stangen waardoor het meetelement tijdens het sonderen verloren zou gaan. Bij de doorvertaling is dan ook gebruik gemaakt van de conus met een meetoppervlak van 15 cm^2 die afgeijkt is op een kleiner meetbereik. In het analyse rapport is deze conus aangeduid met gevoelige sonde.

Uit de fit tussen de DSS proef resultaten en de sondeerwaarden op dezelfde diepte als waar de monsters voor de DSS proeven zijn gestoken volgende de volgende relatie:

- Verwachtingswaarde, N_{kt} 17,5
- Standaardafwijking, σ_{Nkt} 2,30
- Variatiecoëfficiënt, VAR_{Nkt} 12,6 %
- Karakteristieke bovengrenswaarde N_{kt} 19,3
- Karakteristieke ondergrenswaarde, N_{kt} 15,7

Bij gebruik van deze correlatie is eerst de gemiddelde waarde van de gecorrigeerde sondeerweerstand, q_t , van de veenlaag bepaald en vervolgens is met de hierboven aangegeven fitfactor een gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte, s_u over de laag bepaald. Hierbij wordt opgemerkt dat in de uitgevoerde sonderingen geen diepteafhankelijkheid van de sondeerwaarde in de veenlagen is gevonden. Hieruit volgt dat de sterkte van de veenlaag met een constante s_u waarde kan worden weergegeven.

7.7.3 Analyse aanvullend laboratoriumonderzoek

Voor dijk 28 zijn in de dwarsprofielen dijkpaal 28-64 en dijkpaal 28-134 aanvullende boringen uitgevoerd. Uit deze boringen zijn monsters geselecteerd voor aanvullende laboratoriumproeven op de veenlagen en (humeuze) kleilagen in de kruin van de dijk en de berm.

Tabel 7.15 geeft een overzicht van het aanvullende laboratoriumonderzoek. De eerste kolom vermeldt het nummer van de boring, de tweede kolom het monsternummer. In de derde en vierde kolom staan respectievelijk de monsterbeschrijving en de diepte van het monster. In de vijfde kolom staat het type proef vermeld. In de zesde, zevende en negende kolom staan de s_u -waarde behorende bij een rekniveau van respectievelijk 2 en 5 % en bij bezwijken. In de achtste kolom staat het rekniveau waarbij bezwijken is opgetreden. De sterkte bij bezwijken wordt ook aangeduid met pieksterkte.

boring nummer	monster nummer	beschrijving	diepte m-nap	type proef	Ongedraineerde schuifsterkte op basis van DSS			
					2%	5%	Rek %	Cumax
B01_dijk28_dp63_kruin	55AA	veen mineraalarm	-5.78	dss	19	37	17	54.2
B-01_dijk28_dp134_kruin	77BA	klei mat siltig sterk h	-5.17	dss	15	30	20	49.5
B-01_dijk28_dp134_kruin	77BA	veen mineraalarm	-7.18	dss	23	40	13	54.2
B-01_dijk28_dp134_mid berm	89EA	veen mineraalarm	-5.17	dss	11.5	20	30	29.8
B02_dijk28_dp63_achterland	53AA	veen mineraalarm	-5.52	dss	7.5	12.4	15	17
B-03_dijk28_dp134_achterl	108CA	Veen Mineraal arm	-4.91	dss	6	11.5	12	13
B-03_dijk28_dp134_achterl	107AA	Veen Mineraal arm	-3.5	dss	6	11	15	14
B-03_dijk28_dp134_achterl	105BA	Veen Mineraal arm	-3.5	dss	7.5	12	45	17.6
B02_dijk28_dp34_kruin	70b	klei antropogeen	1.92	CUAC	13.7	15.6		19.9
B02_dijk28_dp34_kruin	71 C	klei antropogeen	0.9	CUAC	19.8	21		23.4
B02_dijk28_dp34_kruin	74C	klei antropogeen	-2.4	CUAC	21.5	20.5		22.5
B02_dijk28_dp63_kruin	51A	klei antropogeen	-1.9	CUAC	33.9	33.2		34.3
B02_dijk28_dp63_kruin	48B	klei antropogeen	0.5	CUAC	22.3	23.6		24.7

Tabel 7.15 Uitgevoerd laboratoriumonderzoek bij dijk 28 t.b.v. doorvertaling

Tabel 7.17 geeft de vergelijking tussen de sterkte-eigenschappen die zijn bepaald aan de hand van de correlatie en de waarden die volgen uit het aanvullend laboratoriumonderzoek.

Tabel 7.15 laat zien dat er weinig verschil is in de sterkte van het dijksmateriaal, klei antropogeen, bij het rekriterium 2%, 5% of de pieksterkte. Dit is in tegenstelling met de

proeven op veen waar duidelijke verschillen in gemobiliseerde schuifweerstand bij 2%, 5% of pieksterkte wordt gevonden.

De eindig elementen berekeningen worden uitgevoerd met het soft soil creep model uit het computerprogramma Plaxis. Naast de sterkte eigenschappen zijn voor dit model ook de stijfheidseigenschappen, λ^* , κ^* , μ^* van belang. De stijfheidseigenschappen zijn bepaald aan de hand van de resultaten van de K_0 -crs proeven. Tabel 7.16 geeft de resultaten.

monster		proef	K_0	pg	a	b	c	lamda*	kappa*	mu*
51D	klei antropogeen	CRS	0.41	95	1.30E-02	0.16	1.10E-02	1.86E-01	2.60E-02	1.10E-02
79AA	veen, zw kleilig	CRS	0.30	97	5.10E-02	0.28	1.60E-02	3.82E-01	1.02E-01	1.60E-02
63AB	veen mineraalarm	CRS	0.23	24	5.30E-02	0.33	3.20E-02	4.36E-01	1.06E-01	3.20E-02
			rho							
105B	Vm	SD	1040	27	4.90E-02	0.30	2.60E-02	3.98E-01	9.80E-02	2.60E-02
108C	Vm	SD	990	17	5.30E-02	0.35	3.40E-02	4.56E-01	1.06E-01	3.40E-02
74A	Ks2h2	SD	1320	146	1.10E-02	0.15	1.50E-02	1.72E-01	2.20E-02	1.50E-02
71A	Ks2h2	SD	1710	74	6.50E-03	4.60E-02	2.00E-03	5.90E-02	1.30E-02	2.00E-03
53A	Vk1	SD	1140	118	4.90E-02	0.26	2.60E-02	3.58E-01	9.80E-02	2.60E-02
48A	Ks2h2	SD	1470	104	1.40E-02	0.10	5.90E-03	1.28E-01	2.80E-02	5.90E-03
			K_0							
63AB	veen mineraalarm	CRS	0.23	24	5.30E-02	0.33	3.20E-02	4.36E-01	1.06E-01	3.20E-02
105B	Vm	SD		27	4.90E-02	0.30	2.60E-02	3.98E-01	9.80E-02	2.60E-02
108C	Vm	SD		17	5.30E-02	0.35	3.40E-02	4.56E-01	1.06E-01	3.40E-02
						Vm	gem	4.3E-01	1.0E-01	3.1E-02
79AA	Vk1	CRS	0.30	97	5.10E-02	0.28	1.60E-02	3.82E-01	1.02E-01	1.60E-02
53A	Vk1	SD		118	4.90E-02	0.26	2.60E-02	3.58E-01	9.80E-02	2.60E-02
						Vk1	gem	3.7E-01	1.0E-01	2.1E-02
51D	klei antropogeen	CRS	0.41	95	1.30E-02	0.16	1.10E-02	1.86E-01	2.60E-02	1.10E-02
74A	Ks2h2	SD		146	1.10E-02	0.15	1.50E-02	1.72E-01	2.20E-02	1.50E-02
71A	Ks2h2	SD		74	6.50E-03	4.60E-02	2.00E-03	5.90E-02	1.30E-02	2.00E-03
48A	Ks2h2	SD		104	1.40E-02	0.10	5.90E-03	1.28E-01	2.80E-02	5.90E-03
						Ks2h2	gem	1.4E-01	2.2E-02	8.5E-03

Tabel 7.16 overzicht resultaten K_0 -crs en conventionele samendrukkingsproeven

7.7.4 Vergelijking correlatie met resultaten aanvullende proeven

Indien rekening wordt gehouden met zowel de spreiding in de gevonden fitfactor als de spreiding in de gemiddelde sondeerwaarde in de veenlaag heeft de gevonden waarde voor s_u een grote spreiding. Om een indruk te krijgen van de geldigheid van de s_u waarde die met behulp van de correlatie is bepaald zijn voor elk van de rekenprofielen, zoals omschreven in Tabel 4.3 en voor het profiel ter plaatse van het proefveld, dijk 28 dwarsprofiel 71,4 enkele aanvullende DSS proeven uitgevoerd. Hierbij zijn zowel monsters uit het achterland, als monsters onder het dijklichaam beproeft. De sonderingen op basis waarvan met behulp van de correlatie de sterkte-eigenschappen zijn bepaald zijn opgenomen in bijlage F. De resultaten van het aanvullend onderzoek is opgenomen in bijlage G.

	Locatie in dwarsprofiel		
	achterland	berm	kruin
bovenzijde veenlaag	NAP – 2,0 m*	NAP – 4,7 m	NAP – 5,0 m
onderzijde veenlaag	NAP – 5,5 m	NAP – 6,0 m	NAP – 6,5 m
gemiddelde gecorrigeerde sondeerweerstand $q_{t,gem}$	0,17 MPa	0,51 MPa	0,79 MPa
s_u volgens correlatie (1.1),	9,59 kPa	29,32 kPa	44,87 kPa
s_u volgens DSS proeven, verwachte sterkte	15,4 kPa	29,8 kPa	38,0 kPa
s_u volgens DSS proeven robuuste verwachting	10,8 kPa	20,3 kPa	26,5 kPa

Tabel 7.17 Vergelijking parameters bepaald met fitprocedure enerzijds en aanvullend laboratoriumonderzoek anderzijds voor dijk 28 dwarsprofiel 71,4, * als gevolg van voorgraven is de bovenzijde van de veenlaag niet in de sondeergrafiek weergegeven

De resultaten uit het aanvullende laboratoriumonderzoek sluiten goed aan bij de opgestelde correlatie. De laboratoriumproeven die ten grondslag liggen aan de correlatie vertonen een neiging tot dilatantie. In deze proeven is de sterkte die is gemobiliseerd bij de overgang van het contractant gedrag naar diletant gedrag als bezwijksterkte aangehouden. Dit leverde een schuifsterkte op die in de proeven werd gerealiseerd bij 5 à 10 % rek. Tabel 7.17 geeft van het aanvullend uitgevoerd laboratoriumonderzoek zowel de pieksterkte als de sterkte die bij 5% rek is gemobiliseerd. Met uitzondering van het achterland past de waarde die uit de correlatie volgt beter bij de pieksterkte van het aanvullende grondonderzoek dan bij de 5% sterkte. In het achterland is dit juist andersom.

In paragraaf 8.3.1 is de vergelijking tussen de resultaten van het gebruik van de correlatie en de resultaten van het aanvullende grondonderzoek voor de vier dwarsprofielen gegeven. Ook hier wordt, op enkele uitzonderingen na gevonden dat de sterkte eigenschappen die volgen uit de correlatie beter aansluiten bij de pieksterkten die met behulp van de DSS proeven zijn bepaald dan bij de sterkte die bij 5% rek in de DSS proef wordt gemobiliseerd. Omdat de pieksterkten van de DSS proeven uit het aanvullend onderzoek beter aansluiten bij de correlatie is ervoor gekozen de stabiliteitsberekeningen te baseren op de pieksterkte. Om een indruk te krijgen van de gevolgen van deze keuze en daarmee van de robuustheid van de eindconclusies zijn de berekeningen ook uitgevoerd met de sterkte-eigenschappen die horen bij 5% gemobiliseerde rek.

Er zijn dus twee parametersets bepaald. De eerste set volgt uit de correlatie met de sondeerweerstand en is geijkt met de resultaten van het aanvullend laboratoriumonderzoek. Deze parameterset wordt gezien als de verwachte sterkte van veen. In het vervolgonderzoek zal het resultaat van de veldproeven nader moeten worden uitgewerkt en onderbouwd. Een aantal aspecten die daarbij een rol spelen, worden toegelicht in hoofdstuk 10. Sommige van deze aspecten zullen positief werken en sommige negatief. Het is dus op voorhand niet zeker of de volledig verwachte sterkte uiteindelijk ook in de stabiliteitsberekeningen kan worden toegepast. Om een indruk te krijgen van de gevolgen die dat heeft voor de conclusies zijn ook berekeningen uitgevoerd die zijn gebaseerd op de sterkte die in de DSS proeven is gemobiliseerd bij 5% rek. Dit is de tweede parameterset. In de navolgende tekst worden de sterkte eigenschappen die op deze wijze zijn bepaald aangeduid met robuuste verwachting.

7.7.5 Bestaande proevenverzameling

De eigenschappen van de zand- en kleilagen zijn over genomen uit de uitgangspunten voor het ontwerp van de dijkversterking. In het kader van de dijkversterking is voor dijk 28, waarin het beschouwde dwarsprofiel zich bevindt, een proevenverzameling opgesteld op basis van isotroop geconsolideerde ongedraineerde multistage (CUMS) triaxiaalproeven. De schuifsterkte is afgeleid bij een rekniveau van 2 %. De proevenverzameling is geldig voor de dijkvakken 25, 28 en 29. Binnen de proevenverzameling wordt onderscheid gemaakt in voorbelasting geschiedenis. Dit is gedaan door per grondsoort (ingedeeld naar samenstelling en niet altijd naar afzetting) een indeling te maken in achterland, voorland, kruin en binnenberm. Soms zijn voorland en achterland geclusterd en soms kruin en binnenberm. Het aantal proeven per grondsoort varieert van 5 (basisveen) tot 13 (hollandveen). Per grondsoort is een gemiddelde waarde, representatieve waarde en rekenwaarde gepresenteerd.

De proevenverzameling is opgesteld in de vorm van spanningstabellen. Hierbij is de maximale schuifweerstand, τ , gegeven als functie van de spanning, σ . De proevenverzameling in zijn geheel is weergegeven in bijlage E.

Opgemerkt wordt dat de proevenverzameling een grote spreiding kent. Over het algemeen worden standaardafwijkingen op de cohesie gevonden van ruim 50% van de gemiddelde waarde voor de cohesie. Als voorbeeld geldt de standaardafwijking op de cohesie voor humeuze klei 3,6 kN/m² bij een gemiddelde waarde van 6,9 kN/m² bedraagt. In de hogere spanningstrajecten bedraagt de standaardafwijking ongeveer 15 % van de schuifspanning.

Bij de toetsing van het dijkvak Hoorn – Amsterdam en het ontwerp van de dijkversterking is gebruik gemaakt van de rekenwaarde van de sterkte. De grote spreiding is in deze rekenwaarde verdisconteerd. In de berekeningen die zijn uitgevoerd ten behoeve van de doorvertaling zijn gebaseerd op de verwachtingswaarde van de sterkte eigenschappen, zoals toegelicht in paragraaf 7.6.4. Hierin is de onzekerheid in sterkte eigenschappen verdisconteerd in een verhoogde toetswaarde waarmee de berekende evenwichtsfactor wordt vergeleken. Daarnaast zijn probabilistische berekeningen uitgevoerd waarin de onzekerheid in sterkte eigenschappen is verdisconteerd in de in rekengebrachte standaard afwijking.

7.7.6 Parameterbepaling

De sterkte van het veen is gemodelleerd met de ongedraineerde sterkte parameter s_u (cu measured in D-Geo Stability), waarbij een schuifsterkte moet worden opgegeven voor de boven- en onderzijde van de grondlaag. Omdat voor veenlagen de effectieve spanning over de laag als gevolg van het lage volumegewicht van het veen nagenoeg constant is, is voor de bovenkant en voor de onderkant van de grondlaag een zelfde waarde voor de sterkte aangehouden. Dit sluit aan bij de interpretatie van de sonderingen.

Voor het dijkmateriaal zijn CU-triaxiaalproeven uitgevoerd waarvan eveneens de s_u waarde is bepaald. Hierbij is onderscheid gemaakt in de meer humeuze antropogene kleilagen en de zwaardere kleilagen. Hiervoor is de s_u waarde verloop over de grondlaag evenwijdig met de effectieve spanning aangenomen.

De parameters voor de overige grondlagen zijn overgenomen van de proevenverzameling die voor de toetsing en de versterkingsadviezen is opgesteld, waarbij eveneens de gemiddelde waarde is toegepast. Deze sterkte eigenschappen zijn in de vorm van spanningstabellen gedefinieerd. In deze spanningstabellen wordt de maximale schuifweerstand, τ , als functie van de spanning, σ gegeven. De onderstaande tabellen geven de toegepaste sterkte –

eigenschappen. Voor het veen zijn twee sterktes afgeleid. De eerste is de verwachte sterkte die op basis van de correlatie met de sondering en aanvullende laboratoriumproeven zijn bepaald. De tweede is de sterkte die in de DSS proeven bij 5% vervorming is gevonden. Dit is de robuuste verwachting en is tussen haakjes weergegeven. Door zowel met de verwachte sterkte als met een iets lagere sterkte te rekenen wordt inzicht verkregen omtrent de robuustheid van de eindconclusies.

Naast de dijk (achterland)					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
-1,26	Maaiveld						
-5,40	Veen	10,0	15,4 (10,8)	15,4 (10,8)			
-6,00	Klei Humeus	12,0			0,5	10,9	52,9
-6,50	Veen	10,0	15,4 (10,8)	15,4 (10,8)			
-8,50	Klei Siltig	14,1			3,3	22,7	94,2
-9,25	Klei Zandig	17,3			3,7	26,8	116,5
-10,80	Klei Siltig	14,1			3,3	22,7	94,2
-11,00	Veen	10,0	15,4 (10,8)	15,4 (10,8)			
	Pleistoceen	19-20			0		149,0

Tabel 7.18 Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 71-72

Onder de berm					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
0,60	Maaiveld						
-1,10	Zand antropogeen	18/20			0		135,5
-3,50 / - 2,50	Klei humeus	12,5	22 (21,3)	30 (28,8)			
-6,00	Veen	10,6	29,8 (20,3)	29,8 (20,3)			
-6,60	Klei Humeus	12,5			5,6	21,5	80,6
-6,75	Veen	10,6	29,8 (20,3)	29,8 (20,3)			
-7,50 / - 7,20	klei siltig	18,5/19,5			4,2	22,7	95,3
-10,00	Klei zandig	16,4			3,7	26,8	116,5
	Pleistoceen	19-20			0		149,0

Tabel 7.19 Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 71-72

Onder de kruin					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
3,23	Maaiveld						
1,80	Antropogeen klei		15 (14,5)	15 (14,5)			
1,51	Zand antropogeen	18/20			0		135,5
-3,00	Klei humeus	12,6	22 (21,1)	34,3 (32,9)			
-4,00	Veen	11,5	38 (26,5)	38 (26,5)			
-5,00	Klei Humeus	12,6			6,9	21,7	76,9
-6,50	Veen	11,5	38 (26,5)	38 (26,5)			
-7,50	Klei siltig	15,1			5	27,6	109,5
-10,30	Klei zandig	16,4			3,7	26,8	116,5
-10,40	Veen	10,0	38 (26,5)	38 (26,5)			
	Pleistoceen	19-20			0		149,0

Tabel 7.20 Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 71-72

Probabilistische analyses

Voor het uitvoeren van de probabilistische berekeningen is behalve informatie omtrent de verwachtingswaarde ook informatie omtrent standaard afwijking van de parameters noodzakelijk. Voor de aangepaste parameters voor de veenlagen en het dijksmateriaal is de standaardafwijking in de bepaalde sterkte eigenschappen bepaald op basis van de proeven uit boringen die in het dwarsprofiel 28 + 72 zijn uitgevoerd.

De verwachtingswaarden voor de sterkte van de overige grondlagen zijn overgenomen uit de proevenverzameling. De standaard afwijking van de sterkte eigenschappen voor deze lagen is bepaald uit het verschil tussen de representatieve waarde en de verwachtingswaarde en het aantal proeven. Tabel 7.21 geeft de resultaten.

Grondsoort	s_u^a	stdev	s_u^b	stdev	n
[-]			[kN/m ²]		
Klei antropogeen kruin	22,78	6,5	24,91	5,5	5
Klei antropogeen Berm	22,78	6,5	24,91	5,5	5
Klei Humeus kruin Antropogeen	22,78	6,5	24,91	5,5	5
Klei Humeus Berm Antropogeen	22,78	6,5	24,91	5,5	5
Veen kruin antropogeen	36	3,5	38	2,7	3
Veen kruin	36	3,5	38	2,7	3
Veen Achterland	11,7	0,6	15,4	2,25	4
basisveen	36	3,5	38	2,7	3

Tabel 7.21 Probabilistische parameters, stdev = standaard afwijking, n = aantal proeven ^a = robuuste verwachting, ^b = verwachte waarde

Parameters eindig elementen analyse

De eindige elementen berekeningen zijn uitgevoerd met het computerprogramma Plaxis. Dit programma beschikt over verschillende modellen voor het simuleren van grondgedrag. Voor de berekeningen ten behoeve van doorvertaling is gebruik gemaakt van het Soft Soil Creep model voor het modeleren van grondgedrag. Dit model is ook gebruikt bij de analyse van de veldproeven. Naast de sterkte eigenschappen is voor dit model ook informatie over de stijfheidsparameters, λ^* , κ^* , μ^* nodig.

De sterkte- en stijfheidsparameters voor het veen zijn bepaald uit de proeven uitgevoerd in het achterland, ter plaatse van de proeflocatie. Hierbij is gebruik gemaakt van de ervaring die is opgedaan bij het simuleren van de veldproeven. De sterkte- en stijfheidseigenschappen van het dijksmateriaal zijn bepaald aan de hand van de uitgevoerde triaxiaalproeven. Tabel 7.22 geeft de toegepaste eigenschappen.

	c	φ'	K_0	λ^*	κ^*	μ^*	ν
Veen	4,4	38	0,23	0,43	0,10	0,031	0,18
Klei humeus	5,0	30	0,30	0,37	0,10	0,021	0,28
Dijksmateriaal	3,7	29,3	0,41	0,14	0,022	0,008	0,34

Tabel 7.22 Parameters voor Plaxis analyse

Voor de overige grondlagen is gebruik gemaakt van parameters uit de proevenverzameling gehanteerd.

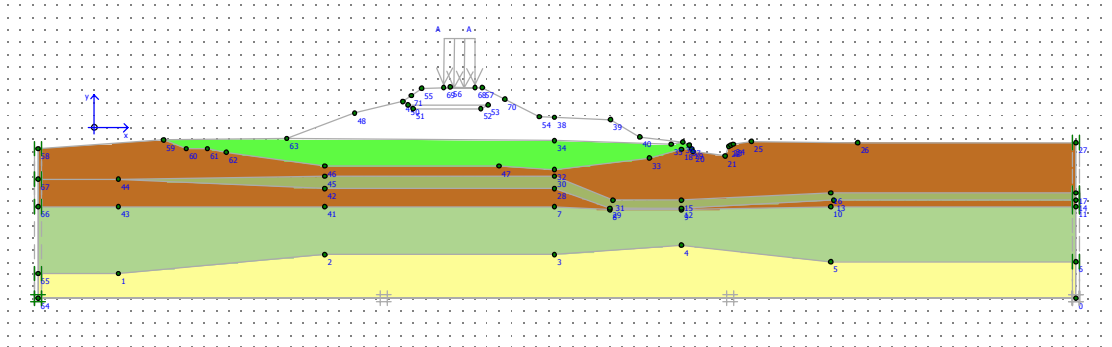
7.8 Berekeningsresultaten

7.8.1 Eindig Elementen berekeningen

De berekeningen zijn uitgevoerd met het Plaxis Soft Soil Creep model. Uit de analyse van de veldproeven volgde het belang van het correct weergeven van de geschiedenis van de ondergrond. Om ervoor te zorgen dat de initiële spanningen onder en naast het dijklichaam waarheidsgetrouw worden opgebouwd zijn een aantal rekenstappen doorgevoerd die hieronder zijn toegelicht.

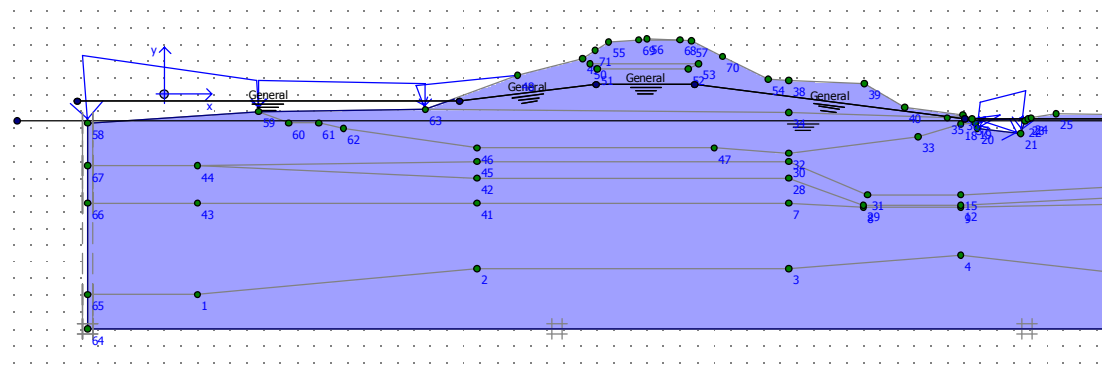
Rekenstappen

De initiële korrelspanningen worden bepaald aan de hand van de K_0 procedure bij een redelijk horizontaal maaiveld.



Dit maaiveld mag lange tijd kruipen. Vervolgens wordt het gewicht van het dijklichaam geactiveerd. Deze belasting consolideert en kruipt wederom lange tijd. Daarna wordt het Maatgevend Hoog Water de dijk aangebracht.

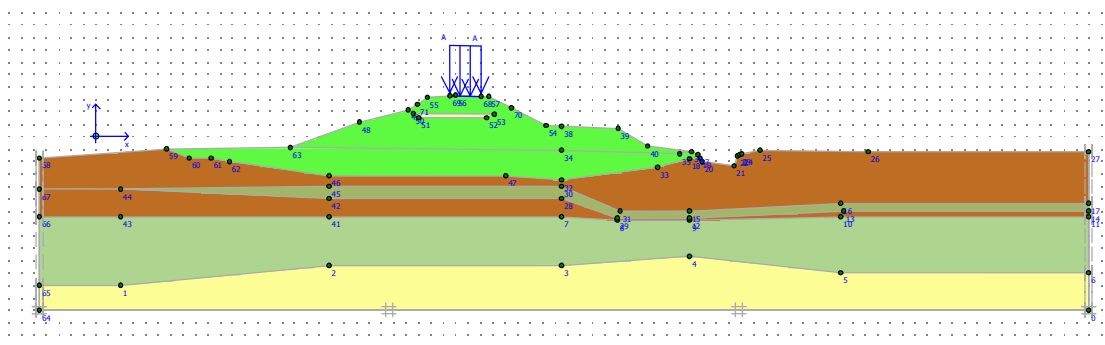
De belasting van het MHW ziet er als volgt uit.



Figuur 7.10 Maatgevend Hoog Water in EEM simulatie

De freatische lijn wordt toegekend aan het dijklichaam en de hoge stijghoogte aan het Pleistocene zandpakket. Voor de overige lagen wordt een lineaire interpolatie aangebracht. Dit is conform de uitgangspunten die bij de toetsing zijn gehanteerd. De belasting wordt ongedraineerd opgelegd waarna de wateroverspanningen kunnen consolideren. De vervormingen ten gevolge van het Maatgevend Hoogwater, MHW, zijn na 70 dagen consolidatie weergegeven.

Tot slot wordt een verkeersbelasting aangebracht van $13,5 \text{ kN/m}^2$ op de kruin van het dijklichaam.



Figuur 7.11 Eindsituatie in EEM analyse

Vanuit de Plaxis invoer zien de rekenstappen er als volgt uit:

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 day	0	0	0
✓ Kruip	1	0	Plastic analysis	Staged construction	1E05 day	0	1	8
✓ Constructie	2	1	Consolidation ana...	Staged construction	100,00 day	2	9	35
✓ Kruip	3	2	Consolidation ana...	Staged construction	50000,00 ...	2	36	97
✓ MHW	4	3	Plastic analysis	Staged construction	0,00 day	4	98	100
✓ MHW vervormingen	5	4	Consolidation ana...	Staged construction	70,00 day	5	101	115
✓ Verkeersbelasting	6	4	Plastic analysis	Staged construction	0,00 day	6	170	175
✓ phi/c	7	6	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 day	6	176	226

Figuur 7.12 Rekenscenario tabel Plaxis

Resultaten

Vervormingen bij MHW

Figuur 7.13 toont de vervormingen in drie doorsneden na 70 dagen maatgevend hoogwater. Ten eerste (links) aan de binnenkruinlijn. In het midden staan de vervormingen halverwege de berm, en de derde (rechts) is vlak voor de sloot. Omdat het dijksmateriaal relatief stijf is ten opzichte van het achterland nemen de vervormingen richting de sloot toe. Het maatgevend glijvlak is in Figuur 7.14 gepresenteerd.



U_{max} = 13 cm
 U_{max} hor = 8 cm
 U_{max} ver = 11 cm

U_{max} = 14 cm
 U_{max} hor = 10 cm
 U_{max} ver = 10 cm

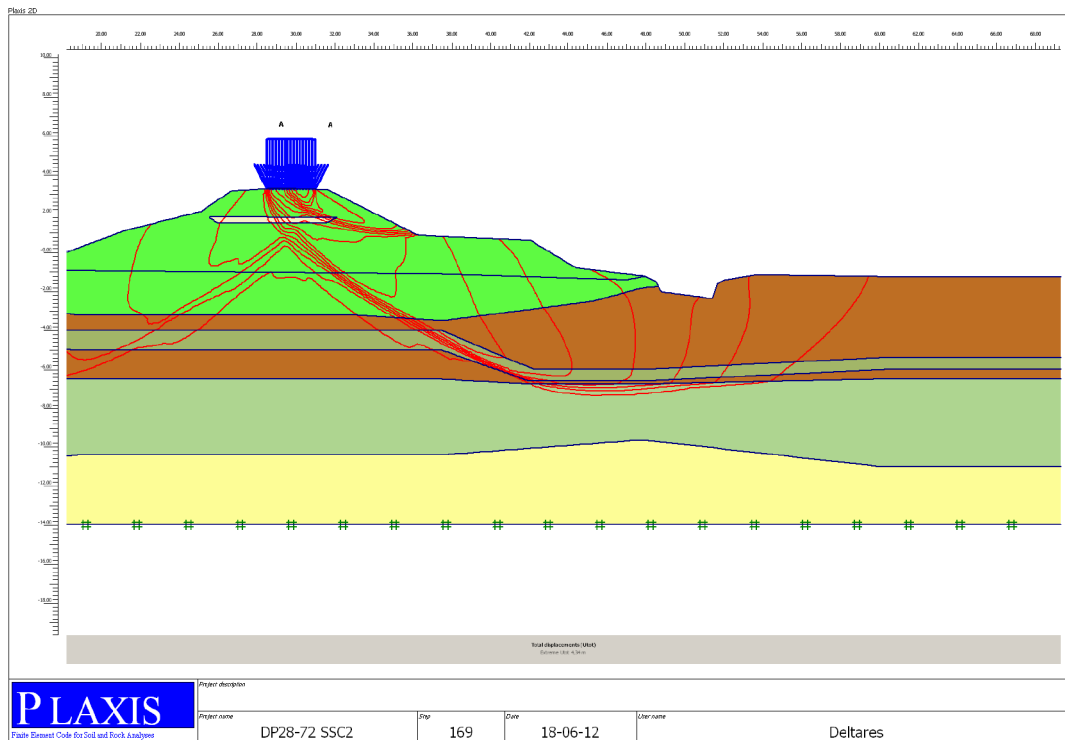
U_{max} = 19 cm
 U_{max} hor = 12 cm
 U_{max} ver = 19 cm

Figuur 7.13 Berekend vervormingspatroon links, ter plaatse van de binnenkruin, midden: halverwege de berm en rechts: ter plaatse van de teensloot.

Veiligheid

De standzekerheid van het dijklichaam is bepaald door in de berekening de sterkte stap voor stap te verlagen tot bezwijken optreedt. Deze rekenprocedure wordt phi/c reductie genoemd. De grootte van de verlaging van de sterkte eigenschappen die op dergelijke wijze wordt gevonden kan worden vergeleken met de berekende evenwichtsfactoren uit de methode Bishop LiftVan.

Figuur 7.14 laat zien dat na het uitvoeren van de phi/c reductie zowel een diep glijvlak als een ondiep glijvlak wordt gevonden. De veiligheidsfactor behorende bij het diepe glijvlak is 1,73. De evenwichtsfactor behorende bij dit ondiepe glijvlak is 1,67.



Figuur 7.14 Maatgevend glijvlak Plaxis

In Tabel 7.14 is aangegeven dat voor dijk 28 de geëiste veiligheidsfactor voor berekeningen gebaseerd op eindige elementen methoden 1,57 is. Uit de eindige elementen berekeningen kan worden geconcludeerd het huidige dwarsprofiel ter plaatse van dijk 28 dijkpaal 71,4 voldoet aan de gestelde eisen.

7.8.2 Berekeningen huidige stabiliteit met analytische modellen

In onderstaande tabellen zijn de resultaten weergegeven van de analyses die zijn gemaakt met het model Bishop en methode LiftVan op basis eerder genoemde parameters.

In de eerste rij van de tabellen staat de invoer van de berekeningen weergegeven. Om een indruk te krijgen van de gevoeligheid van de gekozen uitgangspunten zijn verschillende versies berekend. De diverse genoemde versies (V) staan voor:

- V0 is de **referentie**. De berekeningen zijn gebaseerd op verwachtingswaarde voor de sterkte vanuit de proevenverzameling die is opgesteld ten behoeve van de dijkversterking en toetsing.
- V1 is de **verwachte situatie**. De berekeningen zijn gebaseerd op de correlatie met de sonderingen en sluiten aan bij de piekwaarde voor de sterkte voor de klei soorten in de kern van de dijk en de berm en het veen onder de kruin, en de binnenberm en naast de dijk zoals weergegeven in de tabellen. Voor de overige grondsoorten zijn de verwachtingswaarde voor de sterkte uit de proevenverzameling gehanteerd.
- V2 is de **robuuste verwachting**. De berekeningen zijn gebaseerd op sterkte eigenschappen die zijn afgeleid uit bij een 5 % rekwaarde voor de sterkte voor de klei soorten in de kern van de dijk, de berm, het veen onder de kruin, en de binnenberm en naast de dijk zoals weergegeven in de tabellen. Voor de overige grondsoorten zijn de verwachtingswaarde voor de sterkte uit de proevenverzameling gehanteerd.
- EN staat voor een beschouwing waarbij de maatgevende situatie veroorzaakt wordt door extreme neerslag.
- MHW* staat voor een beschouwing bij Maatgevend Hoogwater. Opgemerkt wordt dat hierbij nog gerekend wordt met de stijghoogte gebaseerd op een respons van 80%. Dit is conform de uitgangspunten die zijn gehanteerd bij het ontwerp van de dijkversterking.
- MHW** staat voor een beschouwing bij Maatgevend Hoogwater waarbij een respons van 40 % is gehanteerd. Dit sluit aan bij de metingen uit hoofdstuk 6. Hier is op basis van de metingen aangegeven dat op basis van de metingen een respons van maximaal 38% mag worden verwacht. Ten behoeve van de berekeningen is dit afgerond op 40%.

	V0		V1		V2	
	EN	MHW	EN	MHW	EN	MHW
Norm	1,45	1,53	1,45	1,53	1,45	1,53
28dp71-72	1,38	1,09	1,80	1,77	1,54	1,49

Tabel 7.23 Resultaten berekening met methode Bishop

	V0		V1			V2		
	EN	MHW	EN	MHW *	MHW **	EN	MHW *	MHW **
Norm	1,45	1,53	1,45	1,53	1,53	1,45	1,53	1,53
28dp71-72	1,33	1,05	1,77	1,73	1,76	1,54	1,52	1,54

Tabel 7.24 Berekeningsresultaten met methode LiftVan

Variant V1 is de variant waarin de sterkte van het veen, conform de ervaring op de proeflocatie, in rekening is gebracht. Tabel 7.23 en Tabel 7.24 laten zien dat, indien tevens de optimalisatie van de stijghoogte die in dit onderzoek is gevonden in rekening wordt gebracht, variant MHW** het huidige profiel voldoet aan de gestelde veiligheidseis.

7.8.3 Resultaten probabilistische analyses

Om een relatie te kunnen afleiden van de berekende evenwichtsfactoren en de daaraan gekoppelde kans op falen in relatie tot de buitenwaterstand zijn voor bovenstaande analyses ook probabilistische berekeningen uitgevoerd.

De verkeersbelasting is geschematiseerd door een grondlaag aan te brengen met een dikte van 0,2 m over 2,5 m breedte op de kruin van de dijk. Deze grondlaag heeft geen sterkte en een volumieke massa van 65 kN/m^3 . De aanpassingspercentages in de slecht doorlatende lagen zijn op 0 % gesteld. Dit wijkt af van de uitgangspunten van de toetsing waarbij een aanpassingspercentage van 20% is aangehouden. Dit leidt tot een iets ongunstiger berekeningsresultaat. De verschillen worden dusdanig klein verondersteld dat dit geen invloed op de conclusies heeft.

De gemiddelde waterstanden zijn de gemeten (grond) waterstanden in dagelijkse omstandigheden en zijn overgenomen uit de eerder genoemde toetsing- en versterkingsadviezen

Omdat eigenlijk in alle profielen min of meer cirkelvormige glijvlakken zijn gevonden is binnen D-Geo Stability met de optie Bishop Probabilistic Random Field gerekend.

De bodemopbouw per profiel is weergegeven in de eerdere hoofdstukken. In de bijlage E. zijn de verwachtingswaarde en de daarbij behorende standaardafwijkingen weergegeven. Tabel 7.14 geeft aan dat een berekende betrouwbaarheidsindex β 4,79 voor dijk 28 leidt tot een voldoende lage faalkans voor deze betreffende dijkvakken.

In aansluiting op de berekeningen uit paragraaf 7.8.2 zijn de onderstaande varianten berekend. Aan de reeks varianten is ten behoeve van de probabilistische berekeningen de dagelijkse situatie toegevoegd.

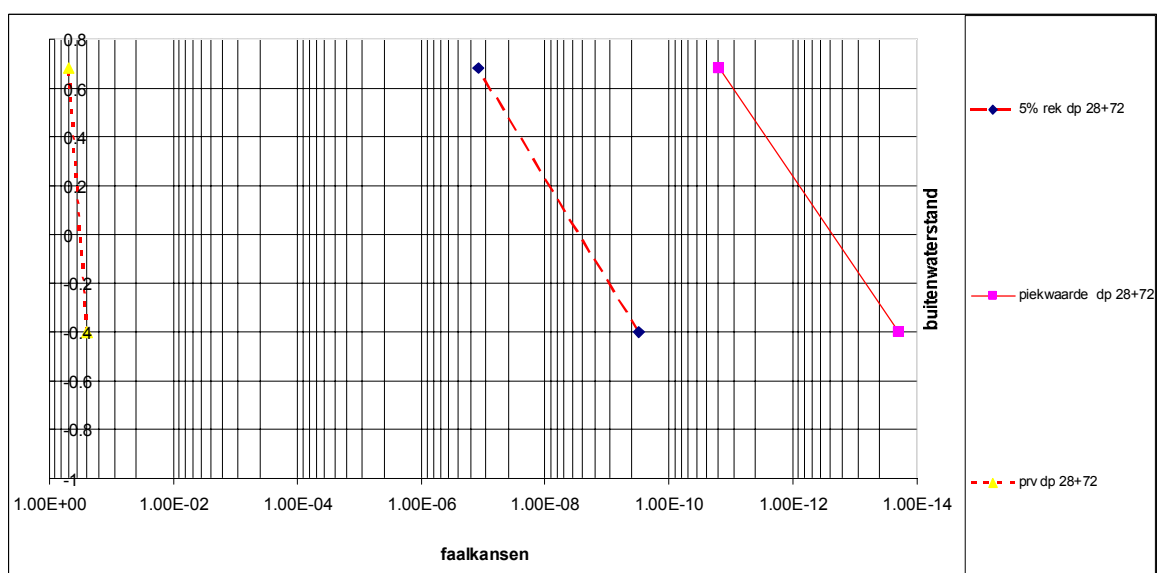
MHW _{rob v}	Maatgevend hoogwater met sterkte eigenschappen van veen uit de aanvullende DSS proeven bij 5% rek (robuuste verwachting).
MHW _{verw}	Maatgevend hoogwater met de sterkte eigenschappen van veen uit de correlatie met sonderingen en geijkt met de resultaten van de aanvullend uitgevoerde DSS proeven (verwachte situatie).
MHW PRV	Maatgevend hoogwater met verwachtingswaarde voor de sterkte conform de uitgangspunten van het ontwerp van de dijkversterking. (referentie).

EN _{rob v}	Extreme neerslag met sterkte eigenschappen van veen uit de aanvullende DSS proeven bij 5% rek (robuuste verwachting).
EN _{verw}	Extreme neerslag met de sterkte eigenschappen van veen uit de correlatie met sonderingen en geijkt met de resultaten van de aanvullend uitgevoerde DSS proeven (verwachte situatie).
En PRV	Extreme neerslag met verwachtingswaarde voor de sterkte (referentie).
Gem wsm _{rob v}	Gemiddelde waterstanden met sterkte eigenschappen van veen uit de aanvullende DSS proeven bij 5% rek (robuuste verwachting).
Gem wsm _{verw}	Gemiddelde waterstanden met de sterkte eigenschappen van veen uit de correlatie met sonderingen en geijkt met de resultaten van de aanvullend uitgevoerde DSS proeven (verwachte situatie).
Gem wsm PRV	Gemiddelde waterstanden met verwachtingswaarde voor de sterkte (referentie).

Randvoorwaarden	β	P_f	Evenwicht sfactor	Opmerking
	>5,22 4,79 ⁽¹⁾	<8,53 × 10 ⁻⁸ <8,53 × 10 ⁻⁷	>1,53 >1,45	
MHW _{rob v}	5,23	8,59 × 10 ⁻⁸	1,74	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW _{verw}	6,64	1,58 × 10 ⁻¹¹	1,96	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW_PRV	0,01	4,96 × 10 ⁻¹	1,13	Klein glijvlak door berm
EN _{rob v}	5,68	6,6 × 10 ⁻⁹	1,82	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{verw}	7,14	4,59 × 10 ⁻¹³	2,00	Groot glijvlak door kruin dijk
EN_prv	0,05	4,8 × 10 ⁻¹	1,14	Klein glijvlak door berm
Gem wsm _{rob v}	6,06	6,89 × 10 ⁻¹⁰	1,86	Groot glijvlak door kruin dijk
Gem wsm _{verw}	7,56	1,94 × 10 ⁻¹⁴	2,07	Groot glijvlak door kruin dijk
Gem wsm_prv	0,67	2,52 × 10 ⁻¹	1,24	Klein glijvlak door berm
1)	Hoort bij situatie met extreme neerslag niet gecorreleerd aan inundatie			

Tabel 7.25 Resultaten probabilistische analyses dijk 28 + 72

In Figuur 7.15 is de relatie gegeven tussen de berekende de faalkans bij het stijgen van de buitenwaterstand. De lage buitenwaterstand komt overeen met gemeten waterdrukken in de dijk en Pleistoceen zand bij een streefpeil van NAP – 0,40 m op het Markermeer. De hoge buitenwaterstand is het peil behorende bij een normfrequentie van 1:10 000 jaar op het markermeer (NAP + 0,68 m) een geëxtrapoleerde hoge grondwaterstand in de dijk en een stijghoogte in het zand behorende bij een respons tussen de buitenwaterstand en de stijghoogte in het diepe zand van 80 %.



Figuur 7.15 Relatie faalkans – buitenwaterstand, prv =proevenverzameling (gebruikte uitgangspunten bij de toetsing)

Figuur 7.15 toont de relatie tussen de berekende faalkans en de buitenwaterstand. De berekeningen die zijn uitgevoerd met behulp van de uitgangspunten die zijn gebruikt bij de toetsing, de proevenverzameling, geven hoge faalkans. Ook voor de dagelijkse omstandigheden worden hoge faalkans berekend. Omdat bij dagelijkse omstandigheden al hoge faalkans worden berekend heeft een verdere toename van de buitenwaterstand weinig invloed op de berekende faalkans bij hoge waterstanden. Voor de berekeningen gebaseerd op de geoptimaliseerde eigenschappen van het veen is een duidelijke invloed van

de buitenwaterstand op de faalkans zichtbaar. De hoge faalkansen die op basis van de uitgangspunten, die bij de toetsing zijn toegepast, voor dagelijkse omstandigheden worden berekend lijken onrealistisch. Immers falen van de waterkering onder dagelijkse omstandigheden heeft zich niet voorgedaan. De berekeningen gebaseerd op de geoptimaliseerde sterkte eigenschappen voor het veen lijken beter aan te sluiten bij deze observatie.

7.8.4 Discussie berekeningsresultaten

De berekende evenwichtsfactoren liggen om en nabij de toetswaarde voor de macrostabiliteit. Tussen de resultaten gebaseerd op de verwachtingswaarde voor de sterkte verkregen uit de proevenverzameling en de verwachtingswaarden voor de sterkte verkregen uit de nieuwe DSS proeven en sonderingen volgt een toename van de sterkte van ruim 40 % bij robuuste verwachting en ongeveer 60 % bij verwachte waarde voor de sterkte. Deze winst wordt voor het overgrote deel verkregen doordat de s_u waarde voor het veen in het achterland duidelijk hoger is dan gevonden wordt op basis van de c' en φ' en de daar heersende effectieve spanning. Wanneer uitgegaan wordt van een effectieve spanning in het achterland van ca 3 kN/m² wordt op basis van de proevenverzameling een schuifsterkte (verwachtingswaarde) van 2,44 kN/m² berekend. Op basis van de s_u waarde is deze bij robuuste verwachting 10,8 kN/m² en bij verwachte sterkte van veen 15,4 kN/m². Omdat ruim 25 % van het maatgevende glijvlak (Liftvan) zich in deze grondlaag bevindt is deze vier maal (robuuste verwachting) of zes maal (verwachting) zo grote schuifsterkte bepalend voor de toename van de stabiliteit.

Met Plaxis wordt een glijvlakvorm gevonden dat nagenoeg gelijk is aan die van de LiftVan analyses. Op basis van reductie van de schuifsterkte langs het glijvlak wordt met Plaxis een veiligheidsfactor van 1,73 gevonden. Met de drukstaaf analyses was dit 1,76. De berekeningsresultaten die met verschillende rekenwijzen zijn bepaald sluiten goed op elkaar aan.

Uitgaande van de gevonden resultaten kan worden gesteld dat het profiel dijk 28 dijkpaal 71.4 voldoet aan de gestelde veiligheidseis. In het vervolgonderzoek zal de sterkte toename die ten opzichte van de huidige werkwijze is gevonden verder worden onderbouwd ten behoeve van een toepassing in de dagelijkse adviespraktijk. Het is op voorhand niet uit te sluiten dat in dit onderzoek, als gevolg van nieuwe inzichten, niet de volledige winst kan worden verzilverd. Om een indruk te krijgen van de gevolgen daarvan zijn naast berekeningen met de verwachte sterkte-toename ook berekeningen uitgevoerd met een lagere sterkte, de robuuste verwachting. Dit zijn de berekeningen van variant V2 uit Tabel 7.23 en Tabel 7.24. In dat geval is er net niet voldoende stabiliteit beschikbaar. De volgende paragraaf laat zien, in de vorm van een stabiliteitsberm, die de benodigde dijkversterking voor die situatie zou zijn.

7.8.5 Berekeningen benodigde berm lengte

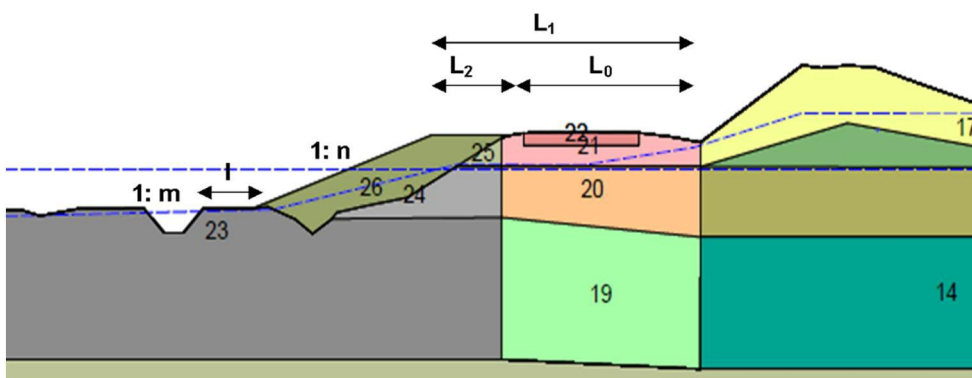
Tabel 7.24 en Tabel 7.25 laten zien dat de robuuste verwachting van de toename van de sterkte van het veen wordt gerealiseerd er een gering tekort aan stabiliteit wordt gevonden. De berekende evenwichtsfactor, respectievelijk de berekende faalkans voldoen niet aan de gestelde eisen, al zijn de verschillen gering. Om een indruk te krijgen van de grootte van de dijkversterking die in dat geval nodig zou zijn om alsnog aan de gestelde eisen te voldoen. Hiervoor is gekeken naar een binnenwaartse versterking met behulp van een berm die op een zelfde niveau ligt als de bermweg. Opgemerkt wordt dat bij het vaststellen van de benodigde bermbreedte gebruik is gemaakt van de hydraulische randvoorwaarden die horen bij de toetsing. Indien een dijkversterking zou worden ontworpen dient rekening te worden gehouden met iets zwaardere hydraulische randvoorwaarden.

Opgemerkt wordt dat, wanneer wordt uitgegaan van verwachtingswaarde voor de sterkte dient de berekende evenwichtsfactor te worden getoetst aan de in Tabel 7.14 gepresenteerde overall stabiliteitsfactoren per dijkvak. Hierbij is rekening gehouden met de schematiseringfactor van 1,1 zoals deze is afgeleid in de versterkingsonderzoeken. Wanneer geen schematiseringfactor wordt toegepast is bij profiel 28+72 geen berm noodzakelijk, niet voor de verwachte sterkte toename als voor de robuuste verwachting. Wanneer wel de schematiseringsfactor wordt toegepast is bij robuuste verwachting de versterkingsmaatregel noodzakelijk zoals gepresenteerd in Tabel 7.26.

	L_0	L_1	L_2	L	N	m	F_{min}^*	F_{min}^{**}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[1..]	[1..]	[-]	[-]
Toetswaarde bij verwachtingswaarden							1,53	1,53
28dp71-72	5,70	5,70	2,0	7,7	3	n.v.t.	1,52	1,61
L_0	oorspronkelijke berm lengte [m]							
L_1	totale berm lengte bij verbrede berm [m]							
L_2	lengte v/d verbreding [m]							
l	afstand tussen bermteent en de nieuwe sloot [m]							
F_{min}^*	evenwichtsfactor zonder bermverbreding [-]							
F_{min}^{**}	evenwichtsfactor bij verbrede berm [-]							

Tabel 7.26 versterkingsopgave per profiel

- L_0 oorspronkelijke berm lengte [m].
- L_1 totale berm lengte bij verbrede berm [m].
- L_2 lengte v/d verbreding [m].
- l afstand tussen bermteent en de nieuwe sloot [m].
- F^* evenwichtsfactor zonder bermverbreding [-].
- F^{**} evenwichtsfactor bij verbrede berm [-].



Figuur 7.16 Principe versterking berm.

Uit de berekeningen volgt dat een bermverlenging van 2 m ruim voldoende stabiliteitswinst oplevert om te voldoen aan de gestelde norm. Verwacht mag worden dat een kleinere berm lengte ook zou volstaan. De berm lengte is niet nader geoptimaliseerd. In het huidige ontwerp van de dijkversterking wordt uitgegaan van een benodigde berm lengte van 30 m. Dus ook indien niet de volledige winst in sterkte toename die ten opzichte van de huidige

werkwijze is gevonden kan worden verzilverd, is er nog een zeer aanzienlijke optimalisatie van het ontwerp van de dijkversterking mogelijk.

Uit de probabilistische analyse volgt dat de faalkans bij zowel 5 % rekwaarde als bij piekwaarde voor de sterkte voldoende laag is. De berekende faalkansen geven in dit geval aan dat de gehanteerde overall stabiliteitsfactor de onzekerheden in de spreiding van de sterkte parameters alsmede in de grondwaterstanden voldoende afdekt. De toename van de faalkans, die is berekend bij gemiddelde waterstanden en hoge waterstand is relatief groot, een factor 100. Deze waarde wordt in alle gevallen gevonden, zowel bij de proevenverzamelingswaarden als bij de s_u - waarden.

7.9 Samenvatting en conclusies

Tabel 7.17 geeft de bepaling van de sterkte eigenschappen aan de hand van de opgestelde correlatie met sondeerwaarden. Deze waarden zijn vergeleken met de laboratoriumproeven uitgevoerd langs het dijktraject 28 (in dp 28-63 en 28-134). Op basis van hiervan zijn de rekenparameters vastgesteld voor dit profiel zoals weergegeven in Tabel 7.18 Tabel 7.19 en Tabel 7.20.

Omdat, in het vervolgonderzoek de gevonden resultaten nog nader moeten worden uitgewerkt en onderbouwd, is het denkbaar dat uit deze uitwerking niet de volledige verwachte winst in de sterkte van het veen in rekening gebracht mag worden. Om een indruk te krijgen van de gevolgen die dat zou hebben op de eindconclusies van de doorvertaling zijn behalve berekeningen met verwachte toename van de sterkte eigenschappen ook berekeningen uitgevoerd met een geringere toename in de sterkte. Deze variant wordt aangeduid met de robuuste verwachting.

Bij de verwachte te realiseren toename in sterkte van het veen worden stabiliteitsfactoren berekend die hoger liggen dan de gestelde norm. Dit betekent dat geen dijkversterking voor dit traject nodig is. Voor de berekeningen gebaseerd op de robuuste verwachting worden evenwichtsfactoren berekend die iets lager zijn dan de gestelde norm. Hierbij is in de overall stabiliteitsfactor de schematiseringsfactor van 1,1 verwerkt.

De plaxisanalyse laat een glijvlakvorm zien welke nagenoeg gelijk is aan de glijvlakken die met de methoden Bishop en LiftVan worden berekend. Ook de berekende evenwichtsfactoren die met de verschillende rekenmodellen zijn bepaald sluiten goed op elkaar aan.

De probabilistische analyses laten zien dat de faalkans van dit dijkvak zowel bij verwachte sterkte toename als bij de robuuste toename voldoet aan de eis behorende bij een normfrequentie van het meerpeil van 1:10 000.

Indien, zoals wordt verwacht, de volledige sterkte-toename die ten opzichte van de huidige werkwijze is gevonden in rekening wordt gebracht, voldoet het huidige profiel aan de gestelde eisen. Er is geen dijkversterking voor dit profiel nodig. Voor het geval dat uit het vervolgonderzoek mocht blijken dat niet de volledige winst in rekening gebracht mag worden, zijn berekeningen met de robuuste verwachting, uitgevoerd. Uit berekeningen met de gereduceerde sterkte eigenschappen volgt dat het profiel net niet voldoet aan de gestelde veiligheidseisen. Er zou in dat geval een benodigde bermverbreding van 2 m nodig zijn. Dit is nog altijd een aanzienlijke optimalisatie ten opzichte van het huidige ontwerp van de dijkversterking die uitgaat van een stabiliteitsberm van 30 m, een verbreding van de huidige berm van 25 m.

8 Vertaling naar het resterende dijkvak Hoorn-Amsterdam

8.1 Afbakening stap 5

In paragraaf 4.3 zijn vier dwarsprofielen geselecteerd die representatief zijn voor delen van de Markermeerdijk. Hoofdstuk 8 bespreekt de berekeningsresultaten van de vier representatief gestelde profielen. Op basis van de berekeningsresultaten wordt een inschatting gegeven wat de consequenties van deze berekeningsresultaten zijn voor de omvang van de versterkingsopgave van het dijkvak Hoorn - Amsterdam. Dit is slechts een inschatting omdat de toetsing van de waterkering niet opnieuw is uitgevoerd. Er wordt op basis van deze berekeningsresultaten een doorkijk gegeven naar wat een verbeterde beproevingsmethodiek voor het veen voor mogelijke consequenties kan hebben voor de dijkversterking.

8.2 Uitgangspunten en randvoorwaarden

8.2.1 Strategie

Bij de doorvertaling van de proefresultaten naar het dijkvak Hoorn – Amsterdam is gebruik gemaakt van een strategie die overeenkomt met de strategie die ook gevolgd is bij de vertaling van de proefresultaten van het proefveld naar het nabij gelegen dwarsprofiel. Uitgangspunt is dat er zoveel mogelijk gebruik gemaakt wordt van de schematisaties die reeds ten behoeve van de toetsing en het ontwerp van de dijkversterking zijn opgesteld. Paragraaf 8.2.2 bespreekt de beschikbare schematisaties en hoe deze aansluiten op de resultaten van het aanvullend grondonderzoek. Vervolgens worden de sterkte eigenschappen van het veen geoptimaliseerd aan de ervaringen van het proefveld. De wijze waarop de optimalisatie wordt uitgevoerd is beschreven in paragraaf 7.7.1. Voor de duidelijkheid zijn de gevolgde stappen nog een keer herhaald:

1. Er is vast gesteld dat de sterkte die volgt uit de uitgevoerde veldproeven goed aansluit bij de sterkte die met behulp van DSS proeven zijn bepaald waarbij het monster is geconsolideerd bij een spanning die overeenkomt met de terreinspanning.
2. Er is een correlatie gelegd tussen de gemeten sondeerweerstand met zowel de conventionele conus als de bolsonde meting met de DSS proeven waarbij het monster is afgeschoven na bij de terreinspanning te zijn geconsolideerd.
3. Ter plaatse van de te berekenen dwarsprofielen zijn sonderingen uitgevoerd, zowel in de kruin, als op de berm en in het achterland. Met behulp van de correlatie is een eerste schatting gemaakt van de sterkte eigenschappen.
4. Omdat in het algemeen dergelijke correlaties een grote spreiding kennen zijn tevens nieuwe laboratoriumproeven uitgevoerd. Dit zijn opnieuw DSS proeven waarbij de monsters zijn geconsolideerd bij een spanning die overeen komt met de terreinspanning.
5. Vervolgens is aan de hand van zowel de proefresultaten als aan de hand van de DSS proeven een keuze gemaakt omtrent de toe te passen sterkte eigenschappen.
6. De sterkte eigenschappen van de andere grondlagen zijn overgenomen uit de uitgangspunten voor het ontwerp van de dijkversterking.

De resultaten van de stappen 1 en 2 zijn besproken in hoofdstuk 5. De resultaten van het aanvullend grond en laboratoriumonderzoek. De stappen 3 en 4 zijn besproken in paragraaf 8.2.2 en 8.3. Tot slot zijn de resultaten van de stappen 5 en 6 besproken in paragraaf 8.4.

Ook hier wordt met betrekking tot de optimalisatie van de sterkte eigenschappen van het veen gewerkt met twee varianten. Ten eerste is de verwachte optimalisatie uitgewerkt. Voordat deze optimalisatie daadwerkelijk in toetsing van dijken kan worden toegepast is vervolgonderzoek noodzakelijk. Omdat de uitkomsten van dit onderzoek vooraf niet vast staan, is niet uit te sluiten dat de geconstateerde extra sterkte niet volledig in de toetsing van de stabiliteit van waterkeringen kan worden benut. Om de gevolgen van een dergelijke situatie op de eindconclusies in te schatten is een tweede variant uitgewerkt. De tweede variant maakt gebruik van gereduceerde sterkte eigenschappen van het veen. Deze variant wordt aangeduid met robuuste verwachting. Deze tweedeling sluit aan op de tweedeling die ook in hoofdstuk 7 is toegepast.

8.2.2 Vergelijking aanvullend veldwerk en beschikbare schematisaties

Om optimaal gebruik te maken van de kennis en ervaring die met betrekking tot de Markermeerdijk in de toetsing en opstellen van het ontwerp van de dijkversterking is opgedaan is door Fugro ingenieursburo b.v. een samenvatting van de berekeningsresultaten van de vier dwarsprofielen geschreven. De resultaten zijn opgenomen in bijlage E. Naast een samenvatting is voor de 4 maatgevende profielen onderzocht wat de maatgevende belastingsituatie is. Voor de situaties met de maatgevende belasting is berekend wat de stabiliteitsfactoren zijn bij gebruik van gemiddelde waarde, representatieve waarde en rekenwaarde. Daarnaast is onderzocht in welke mate de stabiliteitsfactor toeneemt bij een gevarieerde sterkte voor het veen. Deze analyses dienen als basis modelschematisatie voor de in dit hoofdstuk uitgevoerde analyses.

Ten behoeve van de parameterbepaling zijn aanvullende sonderingen en boringen uitgevoerd in de maatgevende dwarsprofielen. Dit onderzoek is weergegeven in Bijlage F. Daarnaast is een aanvullend geo-hydrologische onderzoek uitgevoerd naar de mate van respons tussen de waterdruk in het eerste watervoerende pakket en het Markermeer. Dit is besproken in hoofdstuk 6. Tot slot zijn aanvullende laboratoriumproeven uitgevoerd. Het factual report van het laboratoriumwerk is weergegeven in Bijlage G.

In de onderstaande tabellen is een vergelijking geven tussen de schematisatie van de ondergrond voor de vier profielen. Hierbij is een vergelijking gemaakt tussen de uitgangspunten die ten behoeve van de toetsing en het ontwerp van de dijkversterking op dit punt zijn opgesteld, de geotechnische lengteprofielen, de schematisaties die daadwerkelijk in de berekeningen zijn toegepast en de resultaten van het aanvullend grondonderzoek. Voor de vier dwarsprofielen zijn de volgende resultaten gevonden:

Dijk 20 dp 34

Bron	Dikte veenlaag in m (exclusief Basis veenlaag)		
	Kruin ²	Berm ²	Achterland
Geotechnisch profiel	4,00	2,00	Nb
Model schematisatie	4,00	2,00 – 2,90	0 – 2,00
Boring	5,15	4,10 ¹	0
1)	In de boring is veen aangetroffen tot NAP - 0,38 m in de modelschematisaties op NAP - 1,40 m. Hier is de toplaag als klei antropogeen omschreven.		
2)	Het is lastig eenduidige de ligging van het oorspronkelijke maaiveld aan te geven. Waarschijnlijk is een deel van de aangetroffen veenlaag een antropogene laag.		

Tabel 8.1 Dikte veenlaag in profiel dijk 20 dp 34

De boorbeschrijving komt overeen met de sonderingen uitgevoerd bij de boringen. Opvallend is dat onder de berm en de kruin van de dijk meer veen wordt aangetroffen dan in het

Geotechnisch lengteprofiel. Het verschil bij de berm zou verklaard kunnen worden doordat mogelijk de boringen aan weerskanten van de weg zijn gemaakt waarbij onder de berm aan dijkzijde van de weg meer veen zit dan onder de berm aan landzijde van de weg. In het achterland is geen veen aangetroffen.

De modelschematisaties zoals opgesteld ten behoeve van het toetsing / versterkingsadvies is ongewijzigd toegepast voor de vervolganalyses.

Dijk 23 dp 64

Bron	Dikte veenlaag in m (exclusief Basis veenlaag)		
	Kruin	Berm	Achterland
Geotechnisch profiel	1,60	4,40	1,00
Model schematisatie	2,42	3,25	4,50
Boring	2,45	2,40	0,67
2)	De dikte van de veenlaag in het achterland is aanzienlijk minder in de boring dan in de modelschematisatie. De modelschematisatie is hierop aangepast		

Tabel 8.2 Dikte veenlaag in profiel dijk 23 dp 64

De boorbeschrijving komt overeen met de sonderingen uitgevoerd bij de boringen. Opvallend is de dikkere veenlaag onder de kruin van de dijk en de aanzienlijk dunnere veenlaag aangetroffen onder de berm van de dijk dan in het geotechnisch lengteprofiel is aangegeven. In het achterland is slechts een dunne veenlaag aangetroffen die minder dik is dan vooraf werd verondersteld. De modelschematisaties zoals opgesteld ten behoeve van het toetsing / versterkingsadvies is voor de vervolganalyses gewijzigd voor wat betreft de bodemopbouw in het achterland.

Dijk 28 dp 63

Bron	Dikte veenlaag in m (exclusief Basis veenlaag)		
	Kruin	Berm	Achterland
Geotechnisch profiel	2,50	3,00	4,60
Model schematisatie	2,25	2,75 - 4.25	5,00
Boring	0,70 +1,75	Niet uitgevoerd (toestemming niet op tijd)	2,35 – 3,80 ⁽³⁾
3	Tussen NAP 4,50 en NAP- 5,40 is een sterk humeuze kleilaag aangetroffen. Onder deze kleilaag zit nog een 0,6 m dikke veenlaag. De veenlaagdikte van 3,8 m is inclusief de sterk humeuze kleilaag		

Tabel 8.3 Dikte veenlaag in profiel dijk 28 dp 63

De boorbeschrijving komt overeen met de sonderingen uitgevoerd bij de boringen. In het achterland lijkt de veenlaag minder dik te zijn. Dit kan zijn veroorzaakt doordat het in de boring aangetroffen pakket vanaf NAP - 2,17 m tot NAP – 6,45 m niet volledig uit veen bestaat, maar er twee dunne meer kleilig ontwikkelde grondlagen zijn aangetroffen. Mogelijk zijn deze grondlagen in eerder onderzoek als veenlagen geïnterpreteerd.

De modelschematisaties zoals opgesteld ten behoeve van het toetsing / versterkingsadvies is ongewijzigd toegepast voor de vervolganalyses.

Dijk 28 dp 134

Bron	Dikte veenlaag (exclusief Basis veenlaag)		
	Kruin	Berm	Achterland
Geotechnisch profiel	2,00	5,00	6,00
Model schematisatie	2,75	3,75	4,90
Boring	3,10 (-1,10 m klei-insluiting)	3,35 (- 0,20 m klei- insluiting)	4,10

Tabel 8.4 Dikte veenlaag in profiel dijk 28 dp 134

De boorbeschrijving komt redelijk goed overeen met de sonderingen uitgevoerd bij de boringen. In het achterland lijkt de veenlaag minder dik te zijn, wat veroorzaakt kan zijn door aanwezigheid van een meer zandige toplaag in de sondering en boring.

De modelschematisaties zoals opgesteld ten behoeve van het toetsing / versterkingsadvies is ongewijzigd toegepast voor de vervolanalyses.

8.2.3 Hydraulische randvoorwaarden en stijghoogte in het pleistocene zand

De hydraulische randvoorwaarden zijn overgenomen uit de berekeningen die ten behoeve van de dijkversterking en ten behoeve van de toetsing zijn uitgevoerd. Tabel 8.5 geeft in de derde en vierde kolom de hoogten die voor het Maatgevend Hoog Water, MHW, zijn toegepast. De opzet bij het toetspeil en de opzet van MHW 50 j is overgenomen van de versterkingsonderzoeken, met inbegrip van een robuustheidsfactor van circa 30 cm.

De stijghoogte in het pleistocene zand is bepaald aan de hand van de verwachte respons van de stijghoogte in het zand op de toename van het meerpeil tijdens maatgevende omstandigheden. De grondwaterstanden zijn afgeleid van peilbuismetingen in 3 dwarsprofielen, zie hoofdstuk 6. Uit dit geohydrologisch onderzoek blijkt dat de respons van de waterdruk in het zand op een langdurig verhoogd Markermeer peil laag is. Middels peilbuismetingen is een maximale respons afgeleid van maximaal 40%. De respons lijkt overigens nog lager, maar als bovengrens is deze 40 % respons reëel. Tabel 8.5 geeft de stijghoogte in het pleistocene zand bij een respons van 40%.

Dijk	dp	MHW toets	MHW 50 jaar	Opzet MHW 50 j op streefp.	Stationaire stijghoogte zand	Stijghoogte zand bij MHW 50 j	Stijghoogte zand bij toetspeil
[-]	[-]	[m..NAP]	[m..NAP]	[m]	[m..NAP]	[m..NAP]	[m..NAP]
20	34	0,78	1,05	1,45	-2,5	-1,90	-2,03
23	64	0,68	0,95	1,35	-2,4	-1,85	-1,97
28	63	0,68	0,95	1,35	-2,2	-1,65	-1,77
28	134	0,71	0,98	1,35	-1,5	-0,95	-1,06

Tabel 8.5 Maatgevend Hoogwaterstanden en bijbehorende stijghoogte in het pleistocene zand bij 40% respons

Bij de toetsing en het ontwerp van de dijkversterking is bij de bepaling van de stijghoogte in de pleistocene zandlaag uitgegaan van een respons van 80%. Dit levert een hogere stijghoogte op en daarmee een lagere berekende evenwichtsfactor. De berekeningen die ten behoeve van de doorvertaling zijn uitgevoerd hebben tot doel de consequenties van het aanpassen van de sterkte van het veen aan te tonen. In de doorvertaling zijn daarom berekeningen uitgevoerd waarin de stijghoogte in de zandlaag zowel bepaald is met de 40% respons als met de 80 % respons.

Dijk	dp	MHW toets	MHW 50 jaar	Opzet MHW 50 j op streefp.	Stationaire stijghoogte zand	Stijghoogte zand bij MHW 50 j	Stijghoogte zand bij toetspeil
[-]	[-]	[m..NAP]	[m..NAP]	[m]	[m...NAP]	[m..NAP]	[m..NAP]
20	34	0,78	1,05	1,45	-2,5	-1,30	-1,61
23	64	0,68	0,95	1,35	-2,4	-1,30	-1,54
28	63	0,68	0,95	1,35	-2,2	-1,10	-1,30
28	134	0,71	0,98	1,35	-1,5	-0,40	-0,61

Tabel 8.6 In de toetsing- en versterkingsadviezen gehanteerde stijghoogte in het eerste watervoerende pakket bij dijk 20 tot en met 23 overgenomen uit FUGRO rapport nummer 1204-0058-010.r10 en 1204-020.r04, respons 80%

8.2.4 Grondwaterstand en stijghoogte in holoceen pakket

In de gehele toetsing en versterkingsadviezen zijn meerdere studies uitgevoerd naar de invloed van de hoogwaterstand op het Markermeer en extreme neerslag op de grondwaterstand in de dijk. Met name de mate van opbolling van de grondwaterstand in de dijk en onder de berm is hierbij onderwerp van onderzoek. Voor de in deze rapportage uitgevoerde analyses zijn de uitgangspunten uit de toetsing en het ontwerp van de dijkversterking overgenomen. De uitgangspunten zijn beschreven in rapport nummer 1204-0058-010.r10 en 1204-020.r04.

De stijghoogte in het Holocene pakket is ook overgenomen uit de toets- en ontwerpberoeeningen. Hiervoor is in alle berekeningen een lineair verloop van de waterspanning tussen de freatische lijn en de stijghoogte in het diepe zand gehanteerd. Dit is zowel voor MHW situaties gedaan als voor maatgevend neerslag. Conform de uitgangspunten van de toetsing en ontwerp van de dijkversterking is er geen indringingslengte in rekening gebracht en wordt derhalve ook de waterdruk midden in het holocene pakket verhoogd. Een dergelijke stationaire beschouwing is, ook bij ontwerpwaterstanden die 70 dagen duren enigszins conservatief. Dit temeer omdat de gehanteerde respons van 80 % in het diepe zand ook als conservatief kan worden beoordeeld.

8.2.5 Verkeersbelasting

Deze is volgens de leidraad toegepast op de kruin, met een spreidingshoek van 45 graden. In afwijking van de leidraad is met een aanpassingspercentage van 20 % in slechtdoorlatende lagen gerekend. De schematisatie van de verkeersbelasting is overgenomen uit de uitgangspunten die ten behoeve de toetsing en dijkversterking zijn opgesteld.

8.3 Sterkte eigenschappen en schematisatie ondergrond

8.3.1 Sterkte eigenschappen veen

Paragraaf 8.2.1 beschrijft de strategie met betrekking tot de doorvertaling. Aangegeven is dat in eerste instantie de sterkte van het veen op basis van de correlatie met sondeerweerstand wordt bepaald. Vervolgens wordt deze sterkte gecontroleerd met de resultaten van aanvullende DSS proeven. Deze strategie is ook toegepast bij de vertaling van het proefveld naar het nabij gelegen dijkvak. Dit is beschreven in paragraaf 7.7.1. Op dezelfde wijze zijn ook voor de andere dwarsprofielen de sterkte-eigenschappen bepaald en

vergeleken met de resultaten van het aanvullende laboratoriumonderzoek. In de onderstaande tabellen wordt per dwarsprofiel de vergelijking gepresenteerd.

	Locatie in dwarsprofiel		
	Kruin	Berm	Achterland
bovenzijde veenlaag	NAP 0,66 m	NAP - 0,65 m	geen veen aangetroffen
onderzijde veenlaag	NAP -4,40 m	NAP - 4,40 m	
gem. gecorrigeerde sondeerweerstand $q_{t,gem}$	0,66 MPa	0,55 MPa	
s_u volgens correlatie (1.1),	37,83 kPa	31,33 kPa	
s_u volgens DSS proeven	29,80 kPa	29,80 kPa	
s_u volgens DSS proeven bij 5% rek	19,00 kPa	19,00 kPa	

Tabel 8.7 Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 20 dwarsprofiel 34

	Locatie in dwarsprofiel		
	Kruin	Berm	Achterland
bovenzijde veenlaag	NAP - 4,60 m	NAP - 2,75 m	NAP - 4,30 m
onderzijde veenlaag	NAP - 6,00 m	NAP - 5,20 m	NAP - 4,80 m
gem. gecorrigeerde sondeerweerstand $q_{t,gem}$	0,92 MPa	0,41 MPa	0,45 MPa
s_u volgens correlatie (1.1),	52,34 kPa	23,69 kPa	25,75 kPa
s_u volgens DSS proeven	26,65 kPa	26,65 kPa	15,40 kPa
s_u volgens DSS proeven bij 5% rek	18,60 kPa	18,60 kPa	12,00 kPa

Tabel 8.8 Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 23 dwarsprofiel 64

	Locatie in dwarsprofiel		
	Kruin	Berm	Achterland
bovenzijde veenlaag	NAP - 4,25 m		NAP - 2,60 m
onderzijde veenlaag	NAP - 5,30 m		NAP - 4,50 m
gem. gecorrigeerde sondeerweerstand $q_{t,gem}$	0,66 MPa		0,32 MPa
s_u volgens correlatie (1.1),	37,99 kPa		18,42 kPa
s_u volgens DSS proeven	38,00 kPa		15,40 kPa
s_u volgens DSS proeven bij 5% rek	26,50 kPa		10,80 kPa

Tabel 8.9 Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 28 dwarsprofiel 63. De sondering ter plaatse van de berm is niet uitgevoerd

	locatie in dwarsprofiel		
	Kruin	Berm	Achterland
bovenzijde veenlaag	NAP - 2,90 m	NAP - 3,70 m	NAP - 1,75 m
onderzijde veenlaag	NAP - 3,40 m	NAP - 7,10 m	NAP - 6,20 m
gem. gecorrigeerde sondeerweerstand $q_{t,gem}$	0,79 MPa	0,47 MPa	0,28 MPa
s_u volgens correlatie (1.1),	44,99 kPa	27,01 kPa	15,74 kPa
s_u volgens DSS proeven	45,00 kPa	29,80 kPa	14,90 kPa
s_u volgens DSS proeven bij 5% rek	30,60 kPa	20,30 kPa	11,60 kPa

Tabel 8.10 Vergelijking ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens correlatie met sonderingen en aanvullend laboratoriumonderzoek ter plaatse van dijk 28 dwarsprofiel 134

Uit de Tabel 8.7 tot en met Tabel 8.10 wordt geconcludeerd dat de waarden uit de correlatie, voor de meeste locaties goed overeen komen met de pieksterkte uit de DSS proeven. Dit wordt ook geconcludeerd in paragraaf 7.7.1. Dit is enigszins opvallend omdat de correlatie niet is afgestemd op de pieksterkte. In het vervolg worden de sterkte eigenschappen die volgen uit de correlatie met de sonderingen en aansluiten bij de pieksterkte van de DSS proeven aangeduid met de verwachte sterkte. Daarnaast wordt een tweede parameterset opgezet die is gebaseerd op de sterkte uit de aanvullende DSS die is gemobiliseerd bij 5% rek. Dit wordt aangeduid met robuuste verwachting.

8.3.2 Parameterbepaling

De bepaling van de sterkte eigenschappen voor de veenlagen is beschreven in paragraaf 8.3.1. Gerekend is met de s_u -waarde (cu measured in D-geostability), waarbij de schuifsterkte wordt opgegeven aan de boven- en onderzijde van de grondlaag. Omdat voor veenlagen de effectieve spanning over de laag als gevolg van het lage volumegegewicht van het veen nagenoeg constant blijft is voor de bovenkant en voor de onderkant van de grondlaag een zelfde waarde voor de sterkte aangehouden.

Voor het dijkmateriaal zijn CU-triaxiaalproeven uitgevoerd waarvan eveneens de s_u waarde is bepaald. Hierbij is onderscheid gemaakt in de meer humeuze antropogene kleilagen en de zwaardere kleilagen. Hiervoor is de s_u waarde verloop over de grondlaag evenwijdig met de effectieve spanning aangenomen.

Zoals toegelicht in paragraaf 8.3.1 is gerekend met de verwachte sterkte van het veen en met een robuuste verwachting. De robuuste verwachting is een lagere sterkte, zodat de invloed van de bepaling van de sterkte eigenschappen van het veen op de eindconclusies inzichtelijk wordt gemaakt.

De overige grondeigenschappen en grondopbouw zijn overgenomen uit de uitgangspunten die voor de toetsing en ontwerp van de dijkversterking zijn toegepast. Voor dijk 20, dijk 21 tot en met 23 en voor dijk 24 t/m 29 zijn 3 aparte proevenverzameling opgesteld op basis van isotroop geconsolideerde ongedraineerde multistage (CUMS) triaxiaalproeven. De schuifsterkte is afgeleid bij een rekniveau van 2%. Binnen de proevenverzameling wordt onderscheid gemaakt in voorbelasting geschiedenis. Dit is gedaan door per grondsoort een indeling te maken in achterland, voorland, kruin en binnenberm. Soms zijn voorland en achterland geclusterd en soms kruin en binnenberm. Opgemerkt wordt dat de grondsoorten zijn ingedeeld naar samenstelling en niet altijd naar afzetting. Per grondsoort is een gemiddelde waarde, representatieve waarde en rekenwaarde gepresenteerd. De proevenverzameling in zijn geheel is weergegeven op de bijlage E.

Alleen voor dijkprofiel 23-64 is de dikte van de veenlaag aangepast aan de waarde die in de boring van het aanvullend grondonderzoek is aangetroffen.

In onderstaande tabellen zijn de parameters weergegeven die in de berekeningen zijn toegepast. Een overzicht van de parameters is weergegeven op Bijlage H

Bodemopbouw Dijk 20-34

De onderstaande tabellen geven een samenvatting van de toegepaste invoer. Tabel 8.11 geeft de verwachtingswaarde voor de sterkte. De gebruikte computer programma, D-Geo Stability heeft de mogelijkheid de ongedraineerd schuifweerstand over de hoogte van een grondlaag te laten verlopen. In de kolom s_u worden daarom de waarden voor bovenzijde en onderzijde van de grondlaag gegeven. Dit zijn de verwachte waarde voor sterkte die is

afgeleid uit de correlatie met de sonderingen en is geijkt met het uitgevoerde aanvullend grondonderzoek. Tussen haakjes is de robuuste verwachting gegeven waarmee ook berekeningen zijn uitgevoerd. De sterkte eigenschappen van de overige grondlagen zijn overgenomen uit de proevenverzameling die ten behoeve van de dijkversterking is opgesteld. De proevenverzameling bestaat uit spanningtabellen, waarbij de maximale schuifweerstand, τ , als functie van de verticale spanning, σ , is gegeven. De waarden die in de ondertaande tabellen zijn gegeven zijn verwachtingswaarden.

Naast de dijk (achterland)					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
-3,25	Maaveld						
-9,40	Klei Calais	14,70			3,2	29,5	117
-11,28	Zand - calais	18,50/19,50			0		122,8
-12,53	Klei Calais	14,70			3,2	29,5	117
-15,03	Zand - calais	18,50/19,50			0		122,8
-15,83	Veen-basisveen	10,00	29,8 (19,0)	29,8 (19,0)			
	Pleistoceen	19,00-20,00			0		149,0

Tabel 8.11 Bodemopbouw in het achterland bij dijk 20 dp 34

Onder de berm					σ - τ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
-0,06	Maaiveld						
-0,61	Zand antropogeen						
-1,49	Klei antropogeen	15,60	10 (9,5)	30 (28,5)			
-3,57 / - 4,38	Veen	10,40	29,8 (19,0)	29,8 (19,0)			
-9,40/-9,79	Klei Calais	14,90			5,4	26,9	110,3
-11,28/ - 11,88	Zand – Calais	18,50/19,50			0		122,8
-12,53/ -12,92	Klei Calais	14,90			5,4	26,9	110,3
-15,03/ -15,83	Zand - Calais	18,50/19,50			0		122,8
-15,83 / -16,25	Veen- basisveen	10,00	29,8 (19,0)	29,8 (19,0)	0		149,0
	Pleistoceen	19,00- 20,00			0		149,0

Tabel 8.12 Bodemopbouw onder de berm bij dijk 20 dp 34

Onder de kruin					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
2,67	Maaiveld						
-0,30	Klei antropogeen	15,60	10 (9,5)	30 (28,5)			
-1,49	Veen antropogeen ¹	10,40	29,8 (19,0)	29,8 (19,0)			
-4,38	Veen ¹	10,40	29,8 (19,0)	29,8 (19,0)			
-9,79	Klei Calais	14,90			5,4	26,9	110,3
-11,88	Zand – Calais	18,50/19,50			0		122,8
-12,92	Klei Calais	14,90			5,4	26,9	110,3
-15,83	Zand - Calais	18,50/19,50			0		122,8
-16,25	Veen-basisveen	10,00	29,8 (19,0)	29,8 (19,0)	0		149,0
	Pleistoceen	19,00-20,00			0		149,0

Tabel 8.13 Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 20 dp 34, ¹ het vaststellen van de overgang tussen antropogeen veen en natuurlijk veen is lastig een andere verdeling van laagdiktes is mogelijk

Grondlagen opbouw Dijk 23-64

In de aanvullende boring die voor dit profiel is uitgevoerd volgde een aanzienlijke kleinere laagdikte van het veen in het achterland dan in de schematisatie die ten behoeve van de toetsing is opgesteld, zie Tabel 8.2. Voor dit dwarsprofiel is de schematisatie van de veenlaagdikte in het achterland aangepast aan de dikte die in de boring is aangetroffen. Er is dus een kleinere veenlaagdikte in rekening gebracht met als gevolg dat de onderliggende kleilaag dikker is geschematiseerd. Dit is de enige aanpassing die aan de schematisatie van de laagdikten en laagindelingen is toegepast.

Naast de dijk (achterland)					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
-3,80	Maaiveld						
-4,71	Veen	10,10	15,4 (12)	15,4 (12)			
-13,50	Klei Calais a	13,60			2,1	23,1	101,6
-15,60	Zand - calais	18,50/19,50			0		122,8
-16,50	Klei Calais	13,60			2,1	23,1	101,6
-17,00	Veen-basisveen	10,60	26,65 (18,6)	26,65 (18,6)			
	Pleistoceen	19,00-20,00			0		149,0

Tabel 8.14 Bodemopbouw in het achterland bij dijk 23 dp 64

Onder de berm					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
-0,61	Maaiveld						
-1,08	Zand antropogeen	18,00/20,00			0		135,5
-3,58 / - 2,40	Klei antropogeen	14,30	0 (0)	35 (27,3)			
-6,00 / - 4,70	Veen	10,60	26,65 (18,6)	26,65 (18,6)			
-13,50	Klei Calais	14,10			4,8	24,8	102,4
-15,50 / - 15,60	Zand - calais	18,50/19,50			0		122,8
-16,25 / - 16,50	Klei Calais	14,10			4,8	24,8	102,4
-17,00 / - 17,20	Veen-basisveen	10,60	26,65 (18,6)	26,65 (18,6)			
	Pleistoceen	19,00/20,00			0		149,0

Tabel 8.15 Bodemopbouw onder de berm bij dijk 23 dp 64

Onder de dijk					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
3,60	Maaiveld						
-3,58	Klei antropogeen	14,30	0	51,4(1) (40,1)			
-6,00	Veen	10,60	26,65 (18,6)	26,65 (18,6)			
-13,50	Klei Calais	14,10			4,8	24,8	102,4
-15,50	Zand - calais	18,50/19,50			0		122,8
-16,25	Klei Calais	14,10			4,8	24,8	102,4
-17,20	Veen-basisveen	10,60	26,65 (18,6)	26,65 (18,6)			
	Pleistoceen	19,00/20,00			0		149,0

1) s_u gemeten op NAP – 2.5, waarde is maatgevend gesteld voor de onderzijde van de antropogene kleilaag (onderschatting van de sterkte)

Tabel 8.16 Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 23 dp 64

Grondlagen opbouw dijk 28 dp 63

Naast de dijk (achterland)					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
-1,10	Maaiveld						
-6,00	Veen	10,00	15,4 (10,8)	15,4 (10,8)			
-7,50	Klei Siltig	14,10			3,3	22,7	94,2
-9,25	Klei Zandig	17,30			3,7	26,8	116,5
-11,00	Klei Siltig	14,10			3,3	22,7	94,2
	Pleistoceen	19,00/20,00			0		149,0

Tabel 8.17 Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 63

Onder de berm					σ τ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
0,75	Maaiveld						
-1,00 -1,20	Zand antropogeen	18/20			0		135,5
-3,25 / -1,80	Klei humeus	12,5	22 (21,3)	30. (28,8)			
-6,30 / -5,50	Veen	10,6	29,8 ¹⁾ (20,3)	29,8 (20,3)			
-6,00/ -7,60	Klei Humeus	12,5			5,6	21,5	80,6
-7,80 / -8,00	Klei siltig	18,5/19,5			4,2	22,7	95,3
-10,00 / -9,25	Klei zandig	16,4			3,7	26,8	116,5
-10,00 / -11,60	Klei siltig	14,8			4,2	22,7	95,3
-11,40/ -11,25	Zand Calais	18,5/19,5			0		122,8
-11,70 / -11,60	Veen Basveen	10	29,8 (20,3)	29,8 (20,3)			
	Pleistoceen	19-20			0		149,0
1)	Gebaseerd op de sondering en een proef uitgevoerd in de berm bij dp 134						

Tabel 8.18 Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 63

Onder de kruin					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
3,23	Maaiveld						
2,45	Antropogeen klei		15 (14,5)	15 (14,5)			
1,30	Zand antropogeen	18,00/20,00			0		135,5
-3,25	Klei humeus	12,60	22 (21,1)	34,3 (32,9)			
-5,50	Veen	11,50	38 ⁽¹⁾ (26,5)	38 (26,5)			
-6,00	Klei Humeus	12,60			6,9	21,7	76,9
-6,5.	Veen	11,50	38 (26,5)	38 (26,5)			
-7,8.	Klei siltig	15,10			5	27,6	109,5
-10,00	Klei zandig	16,40			3,7	26,8	116,5
-11,40	Zand Calais	18,50/19,50			0		122,8
-11,70	Veen Basveen	10,00	38 (26,5)	38 (26,5)			
	Pleistoceen	19,00/20,00			0		149,0

Tabel 8.19 Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 63

Grondlagenopbouw Dijk 28-134

Naast de dijk (achterland)					$\sigma - \tau$ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s_u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
-1,27	Maaiveld						
-1,50	Klei Humeus	12,00			1,5	15,6	71
-2,00	Zand Calais	18,50/19,50			0		122,8
-7,30	Veen	10,00	14,9 (11,6)	14,9 (11,6)			
-8,60	Klei humeus	12,00			1,5	15,6	71,0
-10,0	Klei Siltig	14,10			3,3	22,7	94,2
-11,00	Klei zandig	17,30			3,7	26,8	116,5
-12,00	Klei Siltig	14,10			3,3	22,7	94,2
	Pleistoceen	19,00/20,00			0		149,0

Tabel 8.20 Bodemopbouw in het achterland bij dijk 28 dp 134

Onder de berm					σ - τ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s _u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
0,74	Maaiveld						
0,26	Zand antropogeen	18,00/20,00			0		135,5
-3,75 / -6,80	Klei humeus ⁽³⁾	12,50	5,6 (4,8) ²	17,2 (14,8)			
-8,25 / -7,88	Veen	10,60	29,8 ⁽¹⁾ (20,3)	29,8 (20,3)			
-8,25 / -8,60	Klei Humeus	12,50			5,6	15,6	71,0
-8,60 / -8,80	Veen	18,50/19,50			4,2	22,7	95,3
-10,00 / -9,25	Klei zandig	16,40			3,7	26,8	116,5
-12,00 / -12,70	Klei siltig	14,80			4,2	22,7	95,3
	Pleistoceen	19,00-20,00			0		149,0
1)	Gebaseerd op de sondering en een proef uitgevoerd in de berm bij dp 134						
2)	Teruggerekend vanuit dijksmateriaal naar korrelspanning niveau berm						
3)	In de Deltares boring en sondering is alleen zand antropogeen aangetroffen, geen humeuze klei. Omdat de humeuze klei conservatief is, is hier mee gerekend.						

Tabel 8.21 Bodemopbouw onder de berm bij dijk 28 dp 134

Onder de kruin					σ τ diagram		
Onderkant laag	Grondsoort	Vol massa	s _u verwachte sterkte (robuuste verwachting)		0	40	200
[m..NAP]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ²]		[kN/m ²]		
			bovenzijde	onderzijde			
2,96	Maaiveld						
0,10	Antropogeen klei	14,80	16 (13,8)	27 (23,2)			
-6,80	Klei humeus	12,60	15 (12,9)	35 (30,1)			
-8,80	Veen	11,50	45 ⁽¹⁾ (30,6)	45 (30,6)			
-9,50	Klei Humeus	12,60			6,9	21,7	76,9
-10,00	Veen	11,50	45 (30,6)	45 (30,6)			
-12,70	Klei siltig	15,10			5	27,6	109,5
	Pleistoceen	19,00/20,00			0		149,0

Tabel 8.22 Bodemopbouw onder de kruin bij dijk 28 dp 134

8.4 Berekeningsresultaten

8.4.1 Deterministische berekeningen

In onderstaande tabellen zijn de resultaten weergegeven van de analyses die zijn gemaakt op basis van de parameters uit paragraaf 8.3.3. Met betrekking tot de schematisatie van het sterkte gedrag van veen zijn 3 varianten toegepast. Deze drie varianten zijn gecombineerd met verschillende hydraulische randvoorwaarden. Voor de aanduiding van de verschillende varianten zijn in Tabel 8.23 en Tabel 8.24 de volgende afkortingen toegepast.

- V0 is de **referentie** variant, de berekening is gebaseerd op verwachtingswaarde voor de sterkte vanuit de proevenverzameling die is opgesteld ten behoeve van de dijkversterking.
- V1 geeft de **verwachte** situatie weer, de berekening is gemaakt op basis van de verwachtingswaarde van de sterkte van veen zoals die uit de correlatie met de sonderingen volgt en is gecontroleerd met het uitgevoerd aanvullend onderzoek.
- V2 is de **robuuste verwachting**, de berekening is gemaakt bij een lagere sterkte van het veen zoals die volgt uit de uitgevoerde DSS proeven.
- EN staat voor een beschouwing waarbij de maatgevende situatie veroorzaakt wordt door extreme neerslag.
- MHW* staat voor een beschouwing bij Maatgevend Hoogwater. Opgemerkt wordt dat hierbij nog gerekend wordt met de stijghoogte gebaseerd op een respons van 80%.
- MHW** staat voor een beschouwing bij Maatgevend Hoogwater waarbij een respons van 40 % is gehanteerd.

De in de tabel genoemde norm is de schadefactor voor deterministische berekeningen, γ_r , uit Tabel 7.14 en houdt rekening met de schematiseringsfactor zoals deze ook in de versterkingsadviezen zijn gehanteerd.

	V0		V1		V2	
	EN	MHW	EN	MHW	EN	MHW
Norm	1,52	1,60	1,52	1,60	1,52	1,60
20+34	1,69 ¹	1,73 ¹	2,20	2,00	1,84	1,79
23+64	1,11	1,17	1,49	1,37	1,29	1,23
Norm	1,45	1,53	1,45	1,53	1,45	1,53
28+63	1,20	1,14	2,01	1,93	1,77	1,69
28+134	1,01	0,95	1,73	1,70	1,44	1,42
1	Met partiële waarde is de kleine bermcirkel maatgevend, bij de aangepaste parameters is een groot glijvlak maatgevend, deze stabiliteitswaarden zijn gepresenteerd.					

Tabel 8.23 Resultaten berekening met methode Bishop

	V0		V1			V2		
	EN	MHW ¹	EN	MHW ^{*1}	MHW ^{**1}	EN	MHW ^{*1}	MHW ^{**1}
Norm	1,52	1,60	1,52	1,60	1,60	1,52	1,60	1,60
20+34	1,66 ⁽¹⁾	1,59 ⁽¹⁾	2,07 ⁽¹⁾	1,86 ⁽¹⁾	1,89 ⁽¹⁾	1,80 ⁽¹⁾	1,66 ⁽¹⁾	1,66 ⁽¹⁾
23+64	1,12 ⁽¹⁾	1,12 ⁽¹⁾	1,54 ⁽¹⁾	1,38 ⁽¹⁾	1,43 ⁽¹⁾	1,33 ⁽¹⁾	1,23 ⁽¹⁾	1,28 ⁽¹⁾
Norm	1,45	1,53	1,45	1,53	1,53	1,45	1,53	1,53
28+63	1,10 ⁽¹⁾	1,05 ⁽¹⁾	1,93 ⁽¹⁾	1,87 ⁽¹⁾	1,92 ⁽¹⁾	1,69 ⁽¹⁾	1,64 ⁽¹⁾	1,69 ⁽¹⁾
28+134	1,01 ⁽¹⁾	0,92 ⁽¹⁾	1,74 ⁽¹⁾	1,65 ⁽¹⁾	1,69 ⁽¹⁾	1,45 ⁽¹⁾	1,39 ⁽¹⁾	1,42 ⁽¹⁾
*	Φ_{zand} met gehanteerde 80% respons							
**	Φ_{zand} met gehanteerde 40% respons							
1	Er zijn geen glijvlakken berekend met een echte drukstaaf, de modelfactor van 1,05 hoeft niet te worden toegepast							

Tabel 8.24 Berekeningsresultaten met methode LiftVan

8.4.2 Discussie resultaten deterministische berekeningen

Berekeningen gebaseerd op de verwachte sterkte van veen, variant V1 geven hogere berekende evenwichtsfactoren dan berekend met de robuuste verwachting, variant V2. Het verschil is ongeveer 14%. In de laboratoriumproeven wordt de sterkte die hoort bij variant V1 bij een grotere rek gemobiliseerd dan de sterkte bij V2. Het is onduidelijk hoe rekken die in laboratoriumproeven worden gemeten zich vertaling in vervormingen van een dijklichaam. Echter verwacht mag worden dat sterkte die bij een grotere rek in een laboratorium wordt gemobiliseerd correspondeert met een grotere vervorming van het dijklichaam. Deze grotere vervormingen kunnen mogelijk tot een functieverlies in de Bruikbaarheids Grenstoestand leiden.

De invloed van een lagere respons in de zandlagen, het verschil tussen de berekeningen MHW* en MHW**, is beperkt tot maximaal 4 %. Dit wordt deels veroorzaakt doordat met ongedraineerde parameters voor de veenlaag wordt gerekend waardoor de "winst" in effectieve spanning in de slappe lagen, die er wel is als gevolg van de lagere potentiaal, niet doorwerkt in de te mobiliseren schuifweerstand. De invloed van een lagere respons bij toepassing van gedraineerde parameters (c' en φ') is naar verwachting groter.

Er worden alleen min of meer cirkelvormige glijvlakken uitgerekend. Met methode LiftVan worden glijvlakken gevonden zonder echte drukstaaf zodat de modelfactor van 1,05 op de Drukstaaf berekening niet hoeft te worden toegepast.

Tabel 8.25 geeft een samenvatting van Tabel 8.23 en Tabel 8.24. In deze tabel worden voor de varianten V1 en V2 de maatgevende berekeningen gepresenteerd.

	Norm		V1			V2		
	EN	MHW	EN	MHW ^{*1}	MHW ^{**1}	EN	MHW ^{*1}	MHW ^{**1}
20+34	1,52	1,60	2,07	1,86	1,89	1,80	1,66	1,66
23+64	1,52	1,60	1,54	1,38	1,43	1,33	1,23	1,28
28+63	1,45	1,53	1,93	1,87	1,92	1,69	1,64	1,69
28+134	1,45	1,53	1,74	1,65	1,69	1,45	1,39	1,42
*	Φ_{zand} met gehanteerde 80% respons							
**	Φ_{zand} met gehanteerde 40% respons							
1	Er zijn geen glijvlakken berekend met een echte drukstaaf, de modelfactor van 1,05 hoeft niet te worden toegepast							

Tabel 8.25 Score wanneer de gemiddelde waarde wordt vergeleken met de Norm

In de bovenstaande berekeningen is niet alleen de sterkte van veen aangepast, maar ook de sterkte van het dijksmateriaal. Voor het dwarsprofiel 20 + 34 blijkt dat de sterkte die volgt uit de proevenverzameling en de sterkte die volgt uit de aanvullende sterkte proeven vergelijkbaar is. Het toepassen van de sterkte uit de aanvullende proeven in plaats van de proevenverzameling heeft geen invloed op de berekende evenwichtsfactoren voor dit dwarsprofiel. Voor dwarsprofiel 23 + 64 volgt dat de sterkte uit de aanvullende proeven lager is dan de sterkte uit de proevenverzameling. Indien hier de sterkte uit de proevenverzameling zou zijn toegepast, worden hier hogere evenwichtsfactoren berekend. Voor het dwarsprofiel 28 + 134 is het verschil in sterkte tussen de proevenverzameling en de aanvullende proeven verschillend op verschillende diepten. Op sommige diepten is de sterkte uit de proevenverzameling groter, op andere diepten is de sterkte uit de aanvullende proeven groter. Voor dwarsprofiel 28 + 63 ligt de sterkte uit de aanvullende proeven hoger dan de sterkte uit de proevenverzameling. Indien hier de sterkte uit de proevenverzameling in rekening wordt gebracht volgt een circa 6% lagere evenwichtsfactor. Voor de laagst berekende evenwichtsfactor voor dit dwarsprofiel, 1,64 voor variant V2 in combinatie met MHW^{*}, zou dan een evenwichtsfactor van 1,55 volgen. Ook hiermee voldoet het profiel aan de gestelde norm. Uit de dwarsprofielen 20 + 34 en 23 + 64 waar weinig of geen veen in het achterland is aangetroffen maar alleen onder de berm en de kern van de dijk is de invloed van het aanpassen van de parameters gering namelijk 4 tot 10 %. De dijksecties waarbij veen in het achterland aanwezig is, varieert de toename van de stabiliteit 40 tot 60 %. Hieruit kan overigens ook worden afgeleid dat het aanpassen van de sterkte parameters van het dijksmateriaal een minder grote invloed heeft op de stabiliteit dan het aanpassen van de veenlaag. De sterkte van het dijksmateriaal is door de s_u -waarde bepaling op een zelfde niveau ingeschat als met gedraineerde parameters, zie bijlage H.

Het verschil in verwachtingswaarde en rekenwaarde van de sterkte is voor sommige grondsoorten groter dan verwacht. Om dit effect zichtbaar te maken is voor een aantal berekeningen een vergelijking gemaakt tussen de evenwichtsfactor die is berekend met de verwachtingswaarde en die zijn berekend met de rekenwaarde voor de sterkte. In Tabel 8.26 is aangegeven wat voor min of meer gelijkvormige glijcirkels het aangetroffen verschil is tussen de berekeningen met gemiddelde waarde en rekenwaarde voor de sterkte uit de proevenverzameling. De gemiddelde overall factor die dan wordt gevonden bedraagt circa 1,55 bij MHW en 1,63 bij Extreme Neerslag. Deze factoren zijn groter dan uit het verschil tussen enerzijds de schadefactor voor deterministische berekeningen, $\gamma_r = 1,60$ en 1,52 uit Tabel 7.14 en anderzijds de schadefactor die zijn voorgeschreven bij de conventionele

werkwijze, 1,13. Dit levert een verhouding op van $1,60 / 1,13 = 1,4$ à $1,53 / 1,10 = 1,35$. Verwacht mag worden dat het verschil in berekeningen gebaseerd op rekenwaarden enerzijds en op verwachtingswaarden anderzijds dezelfde orde van grootte heeft. Voor de dwarsprofielen 20 + 34, 23 + 64 en 28 + 63 wordt een vergelijkbaar verschil ook gevonden. Voor de dwarsprofielen 28 + 134 en 28 + 72 worden grotere verschillen gevonden, 1,67 à 2,08. Het verschil wordt verklaard door de grote spreiding die in de sterkte eigenschappen van met name veen, in de uitgangspunten die opgesteld zijn voor het ontwerp van de dijkversterking, zijn gevonden. De twee profielen waar het verschil zich voordoet zijn profielen waar relatief veel veen in de ondergrond aanwezig is.

Dwarsprofiel	Evenwichtsfactor op basis van rekenwaarde		Evenwichtsfactor op basis van verwachtingswaarde		Verwachting / reken	
	EN	MHW	EN	MHW	EN	MHW
20+34	1,07	1,09	1,69	1,59	1,58	1,45
23+64	0,71	0,74	1,07	1,06	1,50	1,49
28+63	0,83	0,78	1,10	1,05	1,33	1,35
28+134	0,60	0,55	1,01	0,92	1,68	1,67
28+72	0,64	0,58	1,33	1,05	2,08	1,81

Tabel 8.26 Berekende evenwichtsfactor op gebaseerd op rekenwaarde voor de sterkte eigenschappen respectievelijk verwachtingswaarde en verhouding tussen beiden

Samengevat volgt uit Tabel 8.26 dat het verschil in berekende evenwichtsfactor waarbij de parameters zijn gebaseerd op verwachtingswaarden, respectievelijk rekenwaarden voor twee profielen groter zijn dan op basis van de veiligheidsfilosofie mag worden verwacht. Dit wordt verklaard door de spreiding die met name in de sterkte eigenschappen van veen zijn gevonden. De twee dwarsprofielen zijn ook de twee profielen met relatief veel veen in de ondergrond.

8.4.3 Probabilistische analyses

Om een relatie te kunnen leggen tussen de berekende evenwichtsfactoren en de daaraan gekoppelde kans op falen in relatie tot de buitenwaterstand zijn voor bovenstaande berekeningsvarianten probabilistische analyses uitgevoerd. Om het aantal varianten te beperken is de stijghoogte van het pleistocene zand alleen bepaald op basis van een 80% respons.

Voor de veenlagen en het dijksmateriaal zijn de benodigde parameters, verwachtingswaarde en standaard afwijking bepaald aan de hand van het aanvullend laboratoriumonderzoek. Voor de overige grondlagen is de verwachtingswaarde voor de sterkte is overgenomen uit de proevenverzameling en uit het verschil tussen de representatieve waarde en de verwachtingswaarde is op basis van het aantal proeven de standaardafwijking teruggerekend.

De verkeersbelasting is geschematiseerd door een grondlaag aan te brengen met een dikte van 0,2 m over 2,5 m breedte op de kruin van de dijk. Deze grondlaag heeft geen sterkte en een volumieke massa van 65 kN/m^3 . De aanpassingspercentages in de slecht doorlatende lagen zijn op 0 % gesteld. Dit wijkt af van de uitgangspunten van de toetsing waarbij een

aanpassingspercentage van 20% is aangehouden. Dit leidt tot een iets ongunstiger berekeningsresultaat. De verschillen worden dusdanig klein verondersteld dat dit geen invloed op de conclusies heeft.

Omdat eigenlijk in alle profielen min of meer cirkelvormige glijvlakken zijn gevonden is binnen D-Geo Stability met de optie Bishop Probabilistic Random Field gerekend.

De bodemopbouw per profiel is weergegeven in Tabel 8.11 tot en met Tabel 8.22. In bijlage H zijn de verwachtingswaarden en de daarbij behorende standaardafwijkingen weergegeven. Een betrouwbaarheidsindex β van 5,22 voor een situatie bij Maatgevend Hoog Water en $\beta = 4,79$ voor de situatie bij Extreme Neerslag en de dagelijkse situatie, zou moeten leiden tot een voldoende lage faalkans voor deze betreffende dijkvakken.

Tabel 8.27 tot en met Tabel 8.29 geven de berekeningsresultaten. Er zijn meerdere varianten berekend. In de tabellen zijn voor de aanduiding van de varianten de volgende afkortingen gebruikt:

- $MHW_{rob\ v}$ Maatgevend hoogwater met sterkte eigenschappen van veen uit de aanvullende DSS proeven bij 5% rek (**robuuste verwachting**).
- MHW_{verw} Maatgevend hoogwater met de sterkte eigenschappen van veen uit de correlatie met sonderingen en geijkt met de resultaten van de aanvullend uitgevoerde DSS proeven (**verwachte situatie**).
- MHW PRV Maatgevend hoogwater met verwachtingswaarde voor de sterkte conform de uitgangspunten van het ontwerp van de dijkversterking. (**referentie**).
- $EN_{rob\ v}$ Extreme neerslag met sterkte eigenschappen van veen uit de aanvullende DSS proeven bij 5% rek (**robuuste verwachting**).
- EN_{verw} Extreme neerslag met de sterkte eigenschappen van veen uit de correlatie met sonderingen en geijkt met de resultaten van de+ aanvullend uitgevoerde DSS proeven (**verwachte situatie**).
- En PRV Extreme neerslag met verwachtingswaarde voor de sterkte (**referentie**).
- $Gem\ wsm_{rob\ v}$ Gemiddelde waterstanden met sterkte eigenschappen van veen uit de aanvullende DSS proeven bij 5% rek (**robuuste verwachting**).
- $Gem\ wsm_{verw}$ Gemiddelde waterstanden met de sterkte eigenschappen van veen uit de correlatie met sonderingen en geijkt met de resultaten van de aanvullend uitgevoerde DSS proeven (**verwachte situatie**).
- Gem wsm PRV Gemiddelde waterstanden met verwachtingswaarde voor de sterkte (**referentie**).

De maatgevende glijcirkels zijn weergegeven op Bijlage I.

De gemiddelde waterstanden zijn de gemeten (grond) waterstanden in dagelijkse omstandigheden en zijn overgenomen uit de eerder genoemde toetsing- en versterkingsadviezen.

Randvoorwaarden	β	P_f	Evenwicht sfactor	Opmerking
	>5,22 >4,79 (1)	$<8,53 \times 10^{-8}$ $<8,53 \times 10^{-7}$	>1,60 >1,52	
MHW _{rob v}	4,21	$1,27 \times 10^{-5}$	1,80	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW _{verw}	6,81	$4,84 \times 10^{-12}$	2,06	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW_PRV	4,44	$4,5 \times 10^{-6}$	1,69	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{rob v}	4,39	$5,76 \times 10^{-6}$	1,83	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{verw}	7,74	$4,0 \times 10^{-14}$	2,27	Groot glijvlak door kruin dijk
EN_prv	4,14	$1,75 \times 10^{-5}$	1,64	Groot glijvlak door kruin dijk
Gem wsm _{rob v}	4,82	$7,27 \times 10^{-7}$	2,39	
Gem wsm _{verw}	8,05	$4,2 \times 10^{-16}$	2,34	
Gem wsm_prv	5,91	$1,74 \times 10^{-9}$	1,89	
1	β en P_f geldend voor situatie niet gecorreleerd aan MHW			

Tabel 8.27 Resultaten probabilistische analyses Dijk 20-34

Randvoorwaarden	β	P_f	Evenwicht sfactor	Opmerking
	>5,22 >4,79 (1)	$<8,53 \times 10^{-8}$ $<8,53 \times 10^{-7}$	>1,60 >1,52	
MHW _{rob v}	0	$4,0 \times 10^{-1}$	1,12	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW _{verw}	1,3	$9,64 \times 10^{-2}$	1,26	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW_PRV	0	$5,0 \times 10^{-1}$	1,08	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{rob v}	0	$5,0 \times 10^{-1}$	1,26	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{verw}	2,12	$1,7 \times 10^{-2}$	1,36	Groot glijvlak door kruin dijk
EN_prv	0	$4,99 \times 10^{-1}$	1,08	Groot glijvlak door kruin dijk
Gem wsm _{rob v}	0	$5,0 \times 10^{-1}$	1,25	
Gem wsm _{verw}	2,23	$1,26 \times 10^{-2}$	1,38	
Gem wsm_prv	0,44	$3,2 \times 10^{-1}$	1,16	
1	β en P_f geldend voor situatie niet gecorreleerd aan MHW			

Tabel 8.28 Resultaten probabilistische analyses dijk 23-64

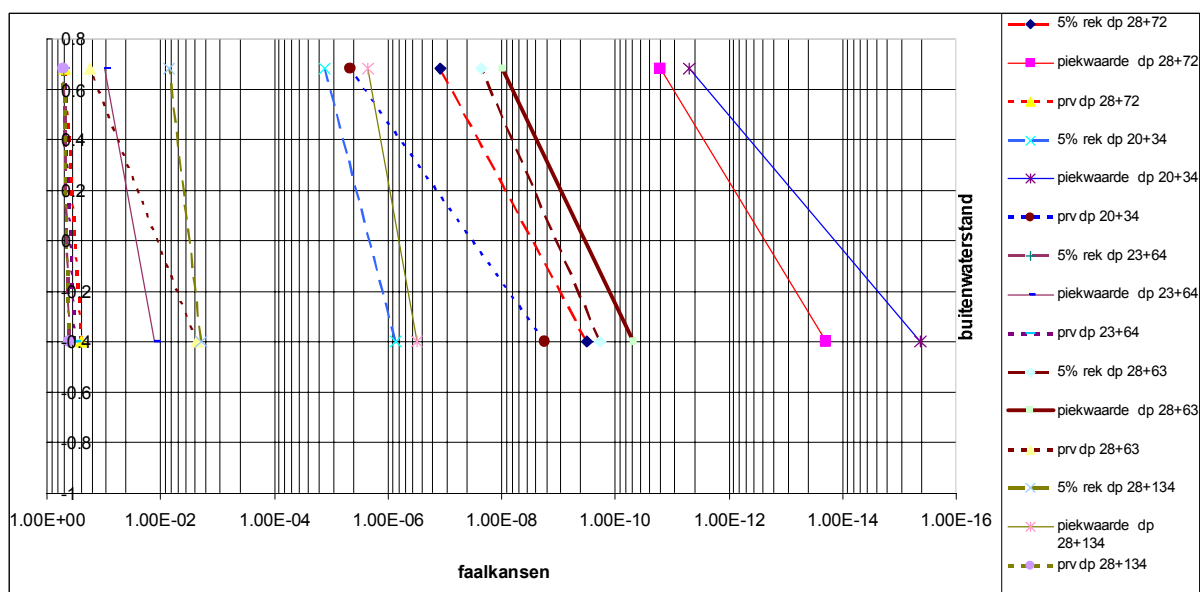
Randvoorwaarden	β	P_f	Evenwicht sfactor	Opmerking
	>5,22 >4,79 ⁽¹⁾	<8,53×10 ⁻⁸ <8,53×10 ⁻⁷	>1,53 >1,45	
MHW _{rob v}	5,47	2,3×10 ⁻⁸	1,93	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW _{verw}	5,62	9,74×10 ⁻⁹	1,88	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW_PRV	0,93	1,75×10 ⁻¹	1,25	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{rob v}	6,09	5,5×10 ⁻¹⁰	2,03	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{verw}	6,04	7,65×10 ⁻¹⁰	1,94	Groot glijvlak door kruin dijk
EN_prv	2,05	2,0×10 ⁻²	1,4	Groot glijvlak door kruin dijk
Gem wsm _{rob v}	6,26	1,8×10 ⁻¹⁰	2,06	
Gem wsm _{verw}	6,48	4,72×10 ⁻¹¹	2,02	
Gem wsm_prv	2,84	2,25×10 ⁻³	1,52	
1	β en P_F geldend voor situatie niet gecorreleerd aan MHW			

Tabel 8.29 Resultaten probabilistische analyses dijk 28+63

Randvoorwaarden	β	P_f	Evenwicht sfactor	Opmerking
	>5,22 >4,79 ⁽¹⁾	<8,53×10 ⁻⁸ <8,53×10 ⁻⁷	>1,53 >1,45	
MHW _{rob v}	2,46	7,04×10 ⁻³	1,54	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW _{verw}	4,08	2,23×10 ⁻⁶	1,68	Groot glijvlak door kruin dijk
MHW_PRV	0	5,0×10 ⁻¹	1,1	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{rob v}	2,84	2,29×10 ⁻³	1,59	Groot glijvlak door kruin dijk
EN _{verw}	4,91	4,63×10 ⁻⁷	1,86	Groot glijvlak door kruin dijk
EN_prv	0	4,99×10 ⁻¹	1,09	Groot glijvlak door kruin dijk
Gem wsm _{rob v}	2,90	1,88×10 ⁻³	1,60	
Gem wsm _{verw}	4,98	3,11×10 ⁻⁷	1,88	
Gem wsm_prv	0,24	4,05×10 ⁻¹	1,12	
1	β en P_F geldend voor situatie niet gecorreleerd aan MHW			

Tabel 8.30 Resultaten probabilistische analyses dijk 28+134

Figuur 8.1 geeft de afhankelijkheid tussen de faalkans en de buitenwaterstand weer. Uitgaande van een toelaatbare faalkans van ongeveer $7,0 \times 10^{-7}$



Figuur 8.1 Faalkans i.r.t tot buitenwaterstand

Uit de tabellen en Figuur 8.1 volgt dat voor profiel dijk 20 + 34, en dijk 28 + 63 faalkansen worden gevonden bij toepassing van robuuste verwachting van de sterkte van veen die voldoen aan de norm.

Voor dijk 23 + 64 worden in alle gevallen zeer grote faalkansen gevonden. Deze faalkansen zijn dermate hoog in alle doorgerekende scenario's dat op basis van de β -afhankelijkheid bij wisselende waterstanden geen betrouwbare inschatting kan worden verkregen over de toename van deze faalkansen bij MHW. Wel geven de uitgevoerde berekeningen aan dat de berekende faalkansen onder gemiddelde omstandigheden de robuuste verwachting van de sterkte van veen en proevenverzamelingswaarden onrealistische laag lijken voor een dijk die deze belasting dagelijks ondergaat.

Voor dijk 28 + 134 worden faalkansen gevonden bij toepassing van de robuuste sterkte van veen die hoger zijn dan de norm. Wanneer er een Maatgevend HoogWater zich zou voordoen neemt de faalkansen ten opzichte van de gemiddelde waterstand toe met een factor 3,7 wat een relatief geringe toename is in termen van faalkansen. Opgemerkt wordt dat met de verwachte sterkte van veen faalkansen worden gevonden die een factor 100 groter is dan de norm voorschrijft.

Bij berekende evenwichtsfactoren van om en nabij de norm worden over het algemeen lage betrouwbaarheidsindices gevonden (lager dan vereist). Dijk 28 + 134 is hier een voorbeeld van. Voor dit profiel wordt een overall stabiliteitsfactor van 1,54 wat net op de norm zit (1,53) maar wordt een faalkansen gevonden die een factor 10^4 onder de norm zit. Bij de verwachte sterkte van veen wordt hier een evenwichtsfactor van 1,68 (ruim boven de norm) en een kans van falen van $2,2 \times 10^{-6}$ een factor 100 onder de norm gevonden. Dit kan aangeven dat in dit geval de spreiding over de parameters groter is dan gebruikelijk.

8.4.4 Inschatting benodigde dijkversterking

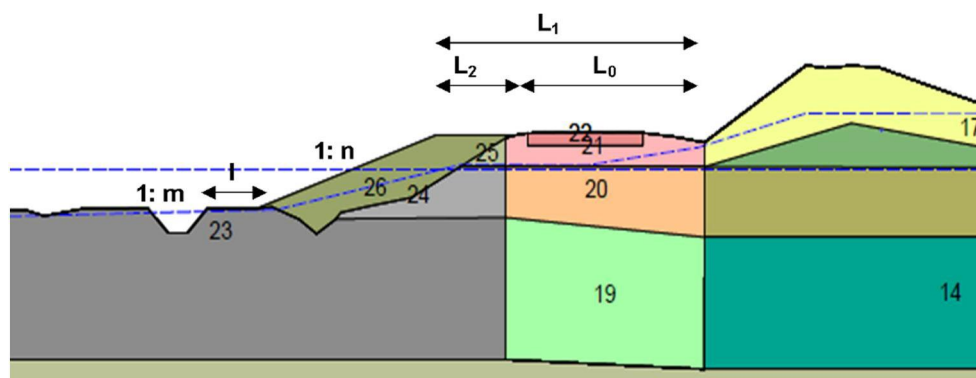
Tabel 8.25 geeft aan dat uitgaande van de verwachte sterkte van veen, variant V1, profiel 23 + 64 niet voldoet aan de gestelde norm. Voor dit profiel is, op basis van de hier uitgevoerde analyse, een dijkversterking noodzakelijk. Tabel 8.25 laat tevens zien dat voor dwarsprofiel 28 + 134 met de verwachte sterkte van veen, variant V1, wel wordt voldaan aan de gestelde norm, maar voor de robuuste verwachting, variant V2, wordt niet voldaan aan de gestelde norm. Om een indruk te krijgen van de benodigde dijkversterking die nodig is om wel aan de gestelde norm te voldoen zijn hier enkele berekeningen uitgevoerd. In deze berekeningen zijn de hydraulische randvoorwaarden gelijk gehouden aan de randvoorwaarden die in de voorgaande berekeningen zijn gehanteerd. Dit zijn de randvoorwaarden die horen bij de toetsing. Opgemerkt wordt dat voor het ontwerp van de dijkversterking zwaardere hydraulische randvoorwaarden worden toegepast. De berekeningen zijn alleen uitgevoerd met een respons van de stijghoogte in het pleistocene zand van 80% op de stijging van het Markermeerpeil in combinatie met de sterkte eigenschappen die horen bij de robuuste verwachting, V2. Door vast te houden aan de hydraulische randvoorwaarden van de toetsing wordt een directe link gelegd tussen het tekort aan berekende stabiliteit en benodigde bermverbreiding om aan de toetsnorm te voldoen.

Gekozen is om uit te gaan van verwachtingswaarde en deze te toetsen aan de in Tabel 7.14 gepresenteerde schadefactoren per dijkvak. Hierbij is rekening gehouden met de schematiseringfactor zoals bepaald in de versterkingsonderzoeken.

	L_0	L_1	L_2	l	N	m	F_{min}^*	F_{min}^{**}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[1:..]	[1:..]	[-]	[-]
norm							1,60	1,60
20+34	9,60	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	1,60	n.v.t.	n.v.t.
23+64	4,75	18,75	14,0	n.v.t.	3	n.v.t.	1,23	1,60
norm							1,53	1,53
28+63	4,65	4,65	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	1,64	n.v.t.
28+134	4,60	12,60	8,0	1,6	3	n.v.t.	1,39	1,57
L_0	oorspronkelijke bermlengte [m]							
L_1	totale bermlengte bij verbrede berm [m]							
L_2	lengte v/d verbreding [m]							
l	afstand tussen bermteent en de nieuwe sloot [m]							
F_{min}^*	evenwichtsfactor zonder bermverbreiding [-]							
F_{min}^{**}	evenwichtsfactor bij verbrede berm [-]							

Tabel 8.31 versterkingsopgave per profiel, definitie van L_0 , L_1 en L_2 zie Figuur 8.2

- L_0 oorspronkelijke bermlengte [m].
- L_1 totale bermlengte bij verbrede berm [m].
- L_2 lengte v/d verbreding [m].
- l afstand tussen bermteent en de nieuwe sloot [m].
- F^* evenwichtsfactor zonder bermverbreiding [-].
- F^{**} evenwichtsfactor bij verbrede berm [-].



Figuur 8.2 Principe versterking berm.

Uit de berekeningen volgt dat voor dwarsprofiel 23 + 64 een bermverbreding van 14 m noodzakelijk is en voor dwarsprofiel 28 + 134 een bermverbreding van 8 m ruim voldoende. Dit is aanzienlijk geringer dan de dijkverzwaring die thans voor deze dijkvakken zijn ontworpen.

8.5 Samenvatting en conclusies vertaling naar resterend dijkvak Hoorn-Amsterdam

8.5.1 Samenvatting en conclusies

Kort samengevat volgen uit de rekenresultaten de volgende conclusies:

- Dijk 20 + 34 neemt de berekende evenwichtsfactor een factor 1,17 toe, voor de robuuste verwachting van de sterkte van veen is de toename een factor 1,04. De stabiliteit voldoet aan de daarvoor geldende eis.
- Dijk 23 + 64 neemt de berekende evenwichtsfactor met een factor 1,27 toe voor de robuuste verwachting van het sterkte van veen is dit een factor 1,16. Echter de berekende evenwichtsfactoren voldoen niet aan de daarvoor gestelde eisen. Wanneer de berm met een lengte van 14 m wordt verlengd, uitgaande van de robuuste verwachting van de sterkte van veen, wordt aan de gestelde eisen voldaan.
- Dijk 28 + 63 neemt de berekende evenwichtsfactor uitgaande van piekwaarde met een factor 1,75 toe, voor de robuuste verwachting is dit 1,56. De stabiliteit voldoet aan de daarvoor geldende eis.
- Dijk 28 + 134 neemt de berekende evenwichtsfactor uitgaande van de verwachte sterkte van veen met een factor 1,78 toe. De stabiliteit voldoet aan de daarvoor geldende eis. Voor de robuuste verwachting is de toename een factor 1,51, in dat geval wordt niet voldaan aan de gestelde norm. Een bermverzwaring van 8 m is dan nodig om alsnog aan de gestelde eis te voldoen.

8.5.2 Vertaling naar resterende dijkvak Hoorn Amsterdam

Hoofdstuk 4.3 beschrijft de keuze van de vier representatieve dwarsprofielen en de trajecten waar deze representatief voor zijn. Tabel 8.32 geeft een herhaling van deze indeling. De dijkvakken waarin in de toetsing reeds de score voldoende of goed zijn toegekend, zijn in deze indeling buiten beschouwing gelaten. Tabel 8.33 geeft de lengtes van de vakken waarvoor de gekozen profielen representatief zijn. Tevens geeft deze tabel de nummers van de groepen. Op basis van de berekeningsresultaten kan worden gesteld dat de dijkvakken in de groepen 3, 4 en 5 voldoen aan de gestelde norm. Uitgaande van de verwachte sterkte van veen is voor deze dijkvakken geen dijkversterking noodzakelijk.

		Geometrie	
		Ongunstiger	Gunstiger
Ondergrond (veenlaagdikte)	ongunstiger	Dijkvak 28-11, rep profiel Dp 134 voldoet	Dijkvak 28-2, rep profiel Dp 63 voldoet
	gunstiger	Dijkvak 20-8, rep profiel Dp 34 voldoet	Dijkvak 23-6, rep profiel Dp 64 voldoet niet
Veenlaag dunner dan 1,5 m		Dijkvak 23-6, rep profiel 64 voldoet niet	

Tabel 8.32 Maatgevende profielen

		Geometrie	
		Ongunstiger	Gunstiger
Ondergrond (veenlaagdikte)	ongunstiger	0,6 km (groep 5) voldoet	6,2 km (groep 3 inc referentie vak bij proeflocatie) voldoet
	gunstiger	10,2 km (groep 4) voldoet	4,2 km (groep 2) voldoet niet
Veenlaag dunner dan 1,5 m		8,7 km (groep 1) op basis van dijkvak 23-6 rep profiel 64 voldoet niet	

Tabel 8.33 Vertaling resultaten proef naar aangrenzende dijkvakken

Wanneer de berekeningsresultaten worden gekoppeld aan deze groepen van dijkvakken betekent dit dat voor in totaal ruim 17,2 km de mogelijkheid bestaat dat verbeterde kennis van de sterkte van veen leidt tot een dusdanige optimalisatie dat het huidige profiel voldoet aan de gestelde eisen. Voor de profielen in groep 1 en 2 met een gezamenlijke lengte van ruim 13 km, waar de veenlaag minder bepalend is voor de sterkte van de dijk, zal naar verwachting nog steeds een dijkversterking noodzakelijk zijn waarbij bermverlengingen tot 16 m tot de mogelijkheden behoren.

Opvallend is dat juist de groep waarvoor de geometrie en de bodemopbouw vooraf als het gunstigste werd beoordeeld nu juist als meest ongunstige groep dijkvakken uit de analyse komt. Omdat in deze dijkvakken weinig veen in de ondergrond voorkomt en voor de kleilagen de uitgangspunten uit de toetsing onveranderd zijn toegepast, volgt een geringe aanpassing in de berekende stabiliteit. Hierdoor blijft voor deze dijkvakken het oordeel met betrekking tot de stabiliteit onveranderd. Opgemerkt wordt dat indien ook voor de kleilagen met state of the art technieken de sterkte zou worden bepaald een verdere optimalisatie wordt verwacht. De indeling van dijkvakken naar de matrixgroepen 1 tot en met 5 is uitgevoerd op basis van een inschatting van het effect van het aanpassen van de sterkte van veen op de stabiliteit van de waterkering. In het referentie vak is een veenlaag naast de dijk aangetroffen van ruim 4,0 m dikte, dijkvakken met een minder dikke veenlaag zijn dus toegekend aan de "gunstiger bodemopbouw". Hierdoor zitten in groep 2 en 4 ook dijkvakken met een veenlaag van ruim 3,0 m dikte. Voor deze vakken is het mogelijk dat bij een nadere beschouwing een grotere sterkte toename wordt gevonden dan nu verondersteld.

Omdat het referentieprofiel reeds een aanzienlijk dikke veenlaag heeft en daardoor bij de “gunstige bodemopbouw” relatief weinig veen in de ondergrond zit kan worden gesteld dat de gekozen werkwijze zeker leidt tot een veilige schatting van het effect van het aanpassen van de sterkte van het veen.

Voor de dijkvakken in groep 4 wordt in het maatgevende profiel een score “voldoende” gevonden terwijl de invloed van de sterkteaanpassing van het veen op de berekende evenwichtsfactor niet heel groot is, 1,17 bij verwachte sterkte voor veen. Voor Deze dijkvakken zijn in het toetsing- en versterkingsadvies schadefactoren berekend voor de huidige situatie van 0,86 (onder MHW omstandigheden). Voor deze dijkvakken geldt een minimale schadefactor van 1,24 (inc schematiseringsfactor). Hieruit blijkt dat op basis van rekenwaarde voor de sterkte de stabiliteit van de dijk minimaal een factor 1,44 sterker zou moeten worden om aan de norm te voldoen. Deze discrepantie in resultaat wordt deels veroorzaakt doordat voor dit dijkvak een relatief groot verschil wordt gevonden tussen de rekenwaarde en de verwachtingswaarde. Dit is nader toegelicht in Tabel 8.26. Voor deze dijken wordt een deel van de gevonden sterkte verklaard door het werken met verwachtingswaarde in plaats van rekenwaarde.

Wanneer de faalkans van de dijkvakken wordt beoordeeld, valt dwarsprofiel 28 + 134 net onvoldoende hoog uit. De kans op falen bedraagt $2,23 \times 10^{-6}$. De gevonden faalkans ligt nog boven de norm die vanuit de NEN 6740 aan grondconstructies wordt gesteld maar ligt onder de norm die aan deze waterkering is gesteld.

		Geometrie	
		Ongunstiger	Gunstiger
Ondergrond (veenlaagdikte)	ongunstiger	Dijkvak 28-11, rep profiel Dp 134 $\beta=4,08$ $P_f = 2,23 \times 10^{-6}$ (voldoet niet)	Dijkvak 28-2, rep profiel Dp 63 $\beta = 5,62$ $P_f = 9,74 \times 10^{-9}$ (voldoet)
	Gunstiger	Dijkvak 20-8, rep profiel Dp 34 $\beta = 6,81$ $P_f = 4,84 \times 10^{-12}$ (voldoet)	Dijkvak 23-6, rep profiel Dp 64 $\beta = 1,3$ $P_f = 9,62 \times 10^{-2}$ (voldoet niet)
Veenlaag dunner dan 1,5 m		Dijkvak 23-6, rep profiel 64 $\beta = 1,3$ $P_f = 9,62 \times 10^{-2}$ (voldoet niet)	

Tabel 8.34 Vertaling Faalkansverdeling per dijkvak.

9 Samenvatting doorvertaling

Het onderzoeksproject Dijken op Veen heeft geresulteerd in een groot aantal opeenvolgende rapporten. Deze serie rapporten beschrijft de gevolgde onderzoekslijn waarin vanaf lokaal uitgevoerde veldproeven op fundamentele wijze wordt gekeken naar het gedrag van veen. Vervolgens is een indruk gegeven wat deze fundamentele observaties betekenen in de praktische toepassing bij het vaststellen van de stabiliteit van de gehele Markermeerdijk. In dit hoofdstuk wordt een samenvatting gegeven hoe dit proces is verlopen en tevens een samenvatting over de onzekerheden die hierbij een rol spelen.

Opgemerkt wordt dat het onderzoek zich richt op het goed leren kennen van het sterkte gedrag van veen. Dit wil zeggen dat we het werkelijke gedrag zo goed mogelijk willen benaderen. Bij het toetsen van waterkeringen en het ontwerpen van dijkversterkingen is het gebruikelijk om alle onzekerheden door middel van een conservatieve afschatting in de berekeningen mee te nemen. Bij het uitvoeren van onderzoek kan niet worden volstaan met een veilige schatting. Immers het werkelijke gedrag is onderwerp van onderzoek. Dit leidt soms tot begripsverwarring tussen onderzoekers enerzijds en toetsers / ontwerpers anderzijds. In dit onderzoek is getracht het werkelijke gedrag zo goed mogelijk te benaderen. Pas daarna is gekeken wat dit betekent voor de stabiliteit van de Markermeerdijk rekening houdend met de huidige veiligheidsfilosofie.

Veldproeven

De veldproeven tonen aan dat de sterkte van het veen groter is dan uit de huidige werkwijze volgt. Dit wordt verklaard doordat in de huidige werkwijze gedraineerde sterkte eigenschappen cohesie, c' en hoek van inwendige wrijving φ' worden toegepast. De maximaal te mobiliseren schuifweerstand τ , wordt dan als volgt bepaald:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\varphi')$$

Waarin σ' de effectieve normaal spanning op het glijvlak weergeeft. Als gevolg van het lage eigen gewicht van het veen is de effectieve spanning σ' erg laag. De bijdrage van de hoek van inwendige wrijving φ' in de bepaling van de sterkte ter plaatse van de veldproeven is daarmee gering. Uit de laboratoriumproeven volgde zeer lage waarden voor de cohesie, c' , zodat, gebaseerd op gedraineerde sterkte eigenschappen de sterkte van het veen erg laag is. De veldproeven lieten zien dat deze lage sterkte voor het veen niet correct is. Een andere benadering van de schuifsterkte, de ongedraineerde schuifweerstand s_u , geeft een betere benadering van de sterkte. Uit de laboratoriumproeven volgde dat het veen ook bij lage spanningen een significante ongedraineerde schuifsterkte heeft.

Er zijn verschillende laboratoriumproeven die elk op verschillende wijze kunnen worden uitgevoerd en waarvan de resultaten op verschillende wijzen kunnen worden geïnterpreteerd. Door de veldproeven onafhankelijk van de laboratoriumproeven uit te voeren kan na afloop worden nagegaan welk laboratoriumproef met welke uitvoeringswijze en interpretatiemethode het best past. Hieruit volgde dat de Direct Simple Shear proef, DSS, proef waarbij het monster is geconsolideerd bij de terreinspanning en vervolgens ongedraineerd is afgeschoven het beste past bij de resultaten van de veldproeven.

Bij deze conclusie zijn de volgende kantekeningen te plaatsen:

- Uit de proeven volgt een maximale belasting die de ondergrond kan dragen. Om de maximaal te mobiliseren schuifweerstand te bepalen moet gebruik worden gemaakt van rekenmodellen. Bij gebrek aan betere modellen is gebruik gemaakt van de modellen die in de dagelijkse adviespraktijk worden gebruikt. Dit zijn analytische modellen die uitgaan van cirkelvormige of semi - cirkelvormige glijvlakken en eindige elementen methoden. Het eindige elementen spoor zal een rol spelen in de verdere fundamentele ontwikkeling van een materiaalmodel. In de doorvertaling van de consequenties van de veldproefresultaten naar de stabiliteit van de Markermeerdijken spelen de berekeningen met cirkelvormige glijvlakken een belangrijke rol. In de veldproeven zijn echter geen cirkelvormige glijvlakken gevonden. Echter, door de berekeningen met cirkelvormige glijvlakken te gebruiken in de analyse van de veldproeven worden deze methoden geïjkt en kunnen ze met deze ijking worden toegepast bij het vaststellen van de consequenties van veldproefresultaten voor de markermeerdijken. Hierbij wordt opgemerkt dat elk model een vereenvoudiging is van de werkelijkheid. Glijvlakken zijn zelden cirkelvormig en toch vormen deze modellen de hoeksteen van de dagelijkse adviespraktijk voor waterkeringen.
- Tijdens de uitvoering van de veldproeven werd geconstateerd dat er veel gas vrij kwam en dat het grondgedrag tijdens de belastingsfase niet volledig ongedraineerd was. Er is een hoge doorlatendheid van het veen gevonden, echter de toestroom van grondwater naar de ontgravingen was gering. Ook vertoonde het gedrag van veen overgeconsolideerd gedrag, hetgeen afwijkt van wat in de dagelijkse adviespraktijk wordt toegepast. Deze aspecten zijn mogelijk aan elkaar gekoppeld en beïnvloeden het sterktegedrag van veen. Vervolgonderzoek zal moeten uitwijzen hoe deze aspecten het sterkte-gedrag van veen beïnvloeden. Deze aspecten kunnen mogelijk de waargenomen sterkte geheel of gedeeltelijk verklaren. Echter, ze doen niets af aan de conclusie dat de sterkte van veen groter is dan uit de huidige werkwijze van parameterbepaling volgt.
- De snelheid van belasten speelt mogelijk een rol. In laboratoriumproeven wordt vaak gevonden dat de snelheid van belasten de maximale sterkte beïnvloed. Bij de uitvoering van de proeven is er voor gekozen de maximale belasting in enkele dagen aan te brengen. Dit sluit aan bij de snelheid waarin een maatgevend hoog water optreedt.
- De Direct Simple Shear proeven laten sterk diletant gedrag zien; bij toenemende vervorming blijft de gemobiliseerde sterkte toenemen. Hierdoor is de bepaling van de sterkte uit de proeven niet evident. Er is bij de analyse van de veldproeven gekozen om de sterkte te bepalen bij de aanvang van het diletant traject. Er is hiervoor gekozen onder de aanname dat het diletant gedrag zich in werkelijkheid niet volledig kan ontwikkelen. Door de sterkte te bepalen bij het begin van het diletant gedrag wordt aangenomen dat de sterkte toename als gevolg van het dilateren niet optreedt. De sterkte eigenschappen die op deze wijze zijn bepaald sluiten aan bij de waarnemingen uit de veldproeven. Mocht uit vervolgonderzoek blijken dat toch enige dilatantie in rekening gebracht kan worden, zal dit leiden tot hogere sterkte eigenschappen. Met andere woorden, door de dilatantie niet mee te nemen in de parameterbepaling is de sterkte realistisch, conservatief, ingeschat.
- In de internationale literatuur is veel discussie over de Direct Simple Shear proef. In de praktijk levert deze proef bruikbare resultaten op. Echter, doordat de spanningscondities in het monster tijdens uitvoering van de proef niet bekend zijn, is er een fundamentele discussie over de wijze waarop de resultaten moeten worden geïnterpreteerd. Omdat de laboratoriumproef resultaten direct zijn vergeleken met de veldproefresultaten, wordt niet verwacht dat de uitkomst van deze fundamentele discussie een grote impact heeft op de

resultaten van dit onderzoek. Wel is de discussie van belang bij het gebruik van de DSS proef in algemene zin, dus voor projecten waar geen veldproeven zijn uitgevoerd.

Doorvertaling

In de doorvertaling van de sterkte eigenschappen die zijn gevonden op de proeflocatie naar de sterkte eigenschappen langs de Markermeerdijken is gebruik gemaakt van de constatering dat de resultaten van de DSS proeven waarbij de monsters zijn geconsolideerd bij de terreinspanning en vervolgens ongedraineerd zijn afgeschoven, goed aansluiten bij de waarnemingen uit de veldproeven. Hierbij zijn twee strategieën toegepast. In de eerste strategie is de correlatie gelegd tussen de gemeten sondeerweerstand op de proeflocatie en de DSS proef resultaten. Vervolgens zijn ter plaatse van de berekende dwarsprofielen sonderingen uitgevoerd, ter plaatse van het achterland, berm en kruin. Vervolgens is aan de hand van de correlatie de sterkte van de veenlaag bepaald. Omdat met name in het achterland de sondeerwaarde dezelfde orde van grootte heeft als de meetnauwkeurigheid van de sondering en de correlatie een grote bandbreedte heeft zijn voor de berekende dwarsprofielen aanvullende boringen uitgevoerd waaruit monsters zijn geselecteerd voor aanvullende DSS proeven. De monsters in deze DSS proeven zijn geconsolideerd bij de terreinspanning van deze monsters en vervolgens ongedraineerd afgeschoven. De resultaten van deze proeven zijn vergeleken met de sterkte die uit de correlatie volgt. Het bleek dat de waarden voor de sterkte van veen die volgde uit de correlatie met de sondeerwaarden goed overeenkomt met de resultaten van de DSS proeven. Echter in de aanvullend uitgevoerde DSS proeven wordt bij veel proeven deze sterkte gevonden bij een hoger rek percentage dan de sterktes die zijn gebruikt bij het opstellen van de correlaties. In andere woorden de sterkte die uit de DSS proeven op monster uit de proeflocatie zijn bepaald, zijn gemobiliseerd bij een kleinere deformatie dan bij de aanvullende proeven werd gevonden. Naar aanleiding van deze constatering is besloten twee parametersets te bepalen.

De eerste set is de sterkte die volgt uit de correlatie en is vergeleken met de uitgevoerde aanvullende DSS proeven. In enkele gevallen werd met behulp van de correlatie een hogere sterkte gevonden dan uit de bijbehorende aanvullende DSS proeven volgde. In dat geval is de sterkte uit de DSS proef aangehouden. Door voor deze gevallen de laagste waarde aan te houden wordt voorkomen dat de sterkte mogelijk wordt overschat. Deze eerste parameterset wordt gezien als de **verwachte** sterkte van veen. De tweede parameterset is volledig aan de hand van de aanvullende DSS proeven opgesteld. Er is uitgegaan van de sterkte die in de proeven is gemobiliseerd bij 5% rek. Dit is een duidelijk lagere sterkte dan de eerder genoemde verwachte sterkte. Door ook met een lagere sterkte te rekenen wordt inzichtelijk gemaakt wat de consequenties zijn als uit het vervolgonderzoek blijkt dat de verwachte winst niet volledig kan worden benut in stabiliteitsberekeningen. De tweede parameterset, gebaseerd op de 5% rek waarden wordt aangeduid met **robuuste verwachting**.

Keuze rekenprofielen voor de doorvertaling

Een van de vooraf gestelde onderzoeksvragen is de consequentie van het resultaat van de veldproeven voor de berekende stabiliteit van de Markermeerdijken. Gevraagd is deze consequentie niet alleen kwalitatief, maar ook kwantitatief, in getallen, uit te drukken. Hiertoe zijn vier dwarsprofielen gekozen die representatief zijn voor de Markermeerdijk. Tevens is het dwarsprofiel in de directe nabijheid van het proefveld geanalyseerd. In totaal zijn daarmee 5 dwarsprofielen geanalyseerd aan de hand van de resultaten uit het proefveld.

De doorvertaling is daarmee in twee stappen uitgevoerd. Eerst van het proefveld naar de nabijgelegen dwarsprofiel en vervolgens naar de vier overige dwarsprofielen.

De vier dwarsprofielen en de trajecten van de Markermeerdijken waar deze representatief voor zijn, zijn vastgesteld in overleg met het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en Fugro GeoServices b.v. De keuze is gebaseerd op:

- Toetsresultaten.
- Ervaring HHNK.
- Ervaring uitvoerende partij toetsing, Fugro GeoServices b.v.
- Vervormingsmetingen van het dijklichaam met behulp van satellietwaarnemingen.

Door het totale traject Hoorn - Amsterdam op te delen in 4 trajecten met 4 representatieve dwarsprofielen ontstaat een grove indeling. Deze grove indeling is geschikt om een kwantitatieve indruk van de consequenties van de veldproeven te geven. Deze indeling is te grof om te gebruiken als alternatief voor toetsing en / of ontwerp dijkversterking. Ter vergelijking, ten behoeve van de toetsing zijn circa 60 dwarsprofielen doorgerekend. Benadrukt wordt dat de berekeningen niet zijn bedoeld als alternatief voor de toetsing en het ontwerp van de dijkversterking.

Uitgevoerde berekeningen

De strategie achter de uitgevoerde berekeningen is gebruik te maken van de berekeningen die reeds ten behoeve van de toetsing zijn uitgevoerd en daar alleen de sterkte eigenschappen van het veen te optimaliseren aan de hand van de ervaringen met de veldproeven. In de praktische uitwerking zijn enkele keuzes gemaakt. In de onderstaande opsomming worden deze besproken.

- Er zijn ten behoeve van het veen twee parametersets afgeleid. Eén set geeft de verwachte sterkte van veen weer. Deze is afgeleid uit de correlatie tussen sondeerwaarden en DSS proeven en is gecontroleerd met resultaten van aanvullende DSS proeven. Daar waar de aanvullende DSS proeven een lagere sterkte lieten zien is ervoor gekozen de waarden uit de DSS proeven te gebruiken. Deze parameterset wordt aangeduid met de verwachte sterkte van veen. Daarnaast is een tweede parameterset afgeleid. Deze set is gebaseerd op de sterkte die bij 5% rek in de DSS proef wordt gemobiliseerd. Dit is een lagere sterkte en wordt aangeduid met robuuste verwachting. Door resultaten van berekeningen met beide parametersets met elkaar te vergelijken ontstaat een indruk van de bandbreedte van de doorvertaling.
- Uit het aanvullend grondonderzoek bleek voor dwarsprofiel 23 + 64 een aanzienlijk geringere veendikte, 0,67 m in het achterland aanwezig te zijn, dan in de schematisatie ten behoeve van de toetsing, 4,5 m, in rekening is gebracht. Vanwege dit grote verschil is de schematisatie voor dit dwarsprofiel aangepast en is de 0,67 m laagdikte in rekening gebracht. Achteraf bleek dat met name de dwarsprofielen waarin een dikke veenlaag voorkomt het meeste profiteren van de optimalisatie van de sterkte van het veen. De berekende evenwichtsfactor voor dwarsprofiel 23 + 64, waarin de dikte van veenlaag is aangepast, voldoet na optimalisatie van de sterkte eigenschappen van het veen niet aan de gestelde norm. Verwacht mag worden dat indien de oorspronkelijk laagdikte was gehandhaafd de berekende evenwichtsfactor wel zou voldoen aan de gestelde norm. Dit is overigens niet gecontroleerd. In dat geval zou de conclusie van de doorvertaling zijn geweest dat bij toepassing van de verwachte sterkte van veen het hele traject Hoorn – Amsterdam voldoet aan de gestelde norm.
- De berekeningen van de doorvertaling hebben betrekking op de stabiliteit van de huidige situatie. De berekeningen sluiten daarom aan bij de eerder uitgevoerde toetsing. Daar waar er verschillen bestaan tussen de randvoorwaarden die ten behoeve van de toetsing zijn opgesteld en randvoorwaarden die ten behoeve van het ontwerp van de

dijkversterking zijn opgesteld, zijn de toets randvoorwaarden gebruikt. Uitzondering hierop vormen de uitgangspunten met betrekking tot de sterkte eigenschappen van de ondergrond. Deze uitgangspunten zijn na afronding van de toetsing ten behoeve van het ontwerp van de dijkversterking geoptimaliseerd. De uitgangspunten met betrekking tot de sterkte eigenschappen zijn vastgesteld in de vorm van een proevenverzameling. Omdat de meest recente proevenverzameling het beste inzicht geeft in de beschikbare informatie is deze gebruikt bij de berekeningen van de doorvertaling.

- Er zijn tevens aanvullende sterkte proeven uitgevoerd op het dijksmateriaal. De sterkte die volgt uit de aanvullende proeven op dijksmateriaal is toegepast in de berekeningen. Hierdoor is niet alleen de sterkte van veen, maar ook de sterkte van het dijksmateriaal aangepast. Voor dwarsprofiel 20 + 34 is het verschil in sterkte die volgt uit de proevenverzameling en de sterkte die volgt uit de aanvullende proeven verwaarloosbaar. In dwarsprofiel 23 + 64 is de sterkte die volgt uit de proevenverzameling hoger dan de sterkte die volgt uit de aanvullende proeven. Indien hier de sterkte uit de aanvullende proeven zou zijn toegepast zou een hogere evenwichtsfactor zijn berekend. Voor de dwarsprofielen 28 + 72 en 28 + 134 verloopt het verschil in sterkte over de diepte. Op sommige diepten is de sterkte uit de proevenverzameling hoger, op andere delen de sterkte uit de aanvullende proeven. Netto is het verschil klein. Alleen voor dwarsprofiel 28 + 63 wordt gevonden dat de sterkte uit de aanvullende proeven hoger is dan de sterkte uit de proevenverzameling. Indien hier wordt gerekend met de sterkte uit de proevenverzameling worden lagere evenwichtsfactoren berekend. Echter indien voor het dijksmateriaal de sterkte eigenschappen uit de proevenverzameling wordt ingevuld, blijven de conclusies onveranderd.
- In de berekeningen speelt de stijghoogte in het pleistocene zand een niet te verwaarlozen rol. Tijdens extreme omstandigheden zal een verhoging van de stijghoogte in het pleistocene zand plaats vinden als gevolg van de stijging van het meerpeil. In de toetsberekeningen is hiervoor uitgegaan van een respons van 80%. Uit veldmetingen is gebleken dat de respons maximaal 38% zal zijn. Er zijn voor beide uitgangspunten berekeningen uitgevoerd waarbij 38% respons is afgerond naar 40%.
- De huidige veiligheidsfilosofie gaat uit van het gebruik van partiële veiligheidsfactoren. Dit wordt aangeduid met semi probabilistische aanpak. De partiële veiligheidsfactor voor de sterkte eigenschappen is onder andere afhankelijk van de wijze waarop sterkte eigenschappen worden bepaald. Voor het gebruik van DSS proeven en veldproeven zijn geen partiële veiligheidsfactoren beschikbaar. Om toch een uitspraak te kunnen doen over de berekeningsresultaten in relatie tot de gestelde norm, is gebruik gemaakt van de werkwijze die in het verleden werd toegepast. Hierbij worden de verwachtingswaarde van de sterkte gebruikt waarbij de evenwichtsfactor wordt getoetst aan een hogere norm dan bij de semi probabilistische aanpak. De verhoogde norm, 1,60 voor de dijken 20 tot en met 23 en 1,53 voor de dijken 24 tot en met 29, is zodanig dat, conform de huidige veiligheidsfilosofie, voldoende veiligheid wordt gegarandeerd. De hierboven beschreven proevenverzameling, geeft zowel de verwachtingswaarden als de rekenwaarden van de sterkte van de verschillende grondlagen. Deze verwachtingswaarden zijn in de berekening ten behoeve van de doorvertaling toegepast.
- Berekeningen waarin nog geen optimalisatie van het sterkte gedrag van veen is toegepast laten zien dat de deterministische aanpak voor twee dwarsprofielen, 28 + 134 en 28 + 72, een gunstiger resultaat oplevert dan de semi probabilistische aanpak. Dit zijn de twee dwarsprofielen waar een dikke veenlaag in het achterland aanwezig is. Dit is het gevolg van de spreiding die in de sterkte eigenschappen van veen bij het opstellen van de proevenverzameling in rekening wordt gebracht. Deze spreiding is groter dan op basis van de theorie mag worden verwacht. De indruk bestaat dat de huidige werkwijze te conservatief omgaat met de spreiding. Dit sluit aan bij de constatering omtrent de

fluctuatieschaal van veen, zie paragraaf 7.4.2 en 7.4.9. Waarin het beproeven van een groter volume veen leidde tot een verkleining van de spreiding in de resultaten. Het gevolg hiervan is dat een deel van de gevonden verbetering in de berekende stabiliteitsfactor het gevolg is van het anders verdisconteren van de spreiding.

- De afleiding van de norm waar de berekende evenwichtsfactoren met de deterministische aanpak aan wordt getoetst is gebaseerd op de uitgangspunten die zijn toegepast bij de toetsing. Bij de afleiding is de schematiseringfactor die voor de Markermeerdijken is vastgesteld opgenomen. De schematiseringsfactor is echter ontwikkeld voor het toepassing in het ontwerp van dijkversterkingen. Het is enigszins onduidelijk in hoeverre de schematiseringsfactor bij het toetsen in rekening moet worden gebracht. Door wel de schematiseringsfactor in rekening te brengen wordt een hogere toetswaarde afgeleid, waardoor strenger wordt getoetst. Hierdoor sluit de afgeleide schadefactor voor deterministische, γ_r berekeningen wel aan bij de veiligheidsfilosofie uit het addendum bij het TRWG en zijn alle partiële factoren (modelfactor, materiaalfactor, schadefactor voor semi probabilistische berekeningen, en schematiseringsfactor) verwerkt in de schadefactor voor deterministische, γ_r .
- Bij het vaststellen van de schadefactor voor deterministische berekeningen, γ_r , voor de dijken 20 tot en met 23 is uitgegaan van een schematiseringsfactor, $\gamma_b = 1,15$. Deze waarde volgde uit de beschikbare achtergrondinformatie van het opstellen van de uitgangspunten voor het ontwerp van de dijkversterking. Later bleek deze informatie verouderd. Thans wordt voor de dijken 20 tot en met 23 gebruik gemaakt van $\gamma_b = 1,10$. Indien deze waarde wordt toegepast, leidt dit tot lagere schadefactoren, namelijk dezelfde waarden die ook voor de dijken 24 tot en met 29 zijn toegepast. De schadefactor voor de vakken 20 tot en met 23 wordt dan 1,57 in plaats van de nu gehanteerde 1,60. Dit heeft gevolgen voor de berekende benodigde berm lengte van het profiel 23 + 64. Tabel 8.31 geeft aan dat er een bermverlenging van 14 m nodig is om te voldoen aan de gestelde norm. Indien wordt uitgegaan van een schadefactor van 1,57 kan worden volstaan met een iets kleinere berm lengte. Deze optimalisatie is niet uitgevoerd.
- De berekeningen zijn uitgevoerd met de methode Bishop en met de methode LiftVan. De methode LiftVan is speciaal ontwikkeld voor het uitvoeren van stabiliteitsanalyses waarbij opdrijven van het achterland een rol speelt. De maatgevende glijvlakken bij opdrijven zijn niet cirkelvormig. Indien opdrijven optreedt zijn de berekende maatgevende glijvlakken niet meer cirkelvormig. Tussen het actieve en passieve deel van het glijvlak is, bij opdrijven van het achterland, een horizontaal deel aanwezig. De stijghoogte die in het pleistocene zand rondom de Markermeerdijken wordt gevonden leiden tot een situatie waar net wel of niet opdrijven een rol speelt. De methode LiftVan heeft de eigenschap dat indien opdrijven niet optreedt de berekende glijcirkel tendeert naar de glijcirkel die wordt gevonden met de methode Bishop. Voor het model LiftVan is een modelfactor van 1,05 afgeleid. Voor de methode Bishop is de modelfactor 1,0. Omdat de berekende glijvlakken met de methode LiftVan tendeerde naar cirkelvormige, Bishop, glijvlakken is de modelfactor van 1,05 niet in rekening gebracht.

Naast de serie deterministische berekeningen zijn ook probabilistische berekeningen uitgevoerd. Met betrekking tot de probabilistische berekeningen worden, naast de hierboven genoemde punten de volgende opmerkingen gemaakt:

- Voor deze berekeningen is de stijghoogte in het pleistocene zand conform de uitgangspunten van de toetsing, dus met een 80% respons op de stijging van het Markermeerpeil vastgesteld.

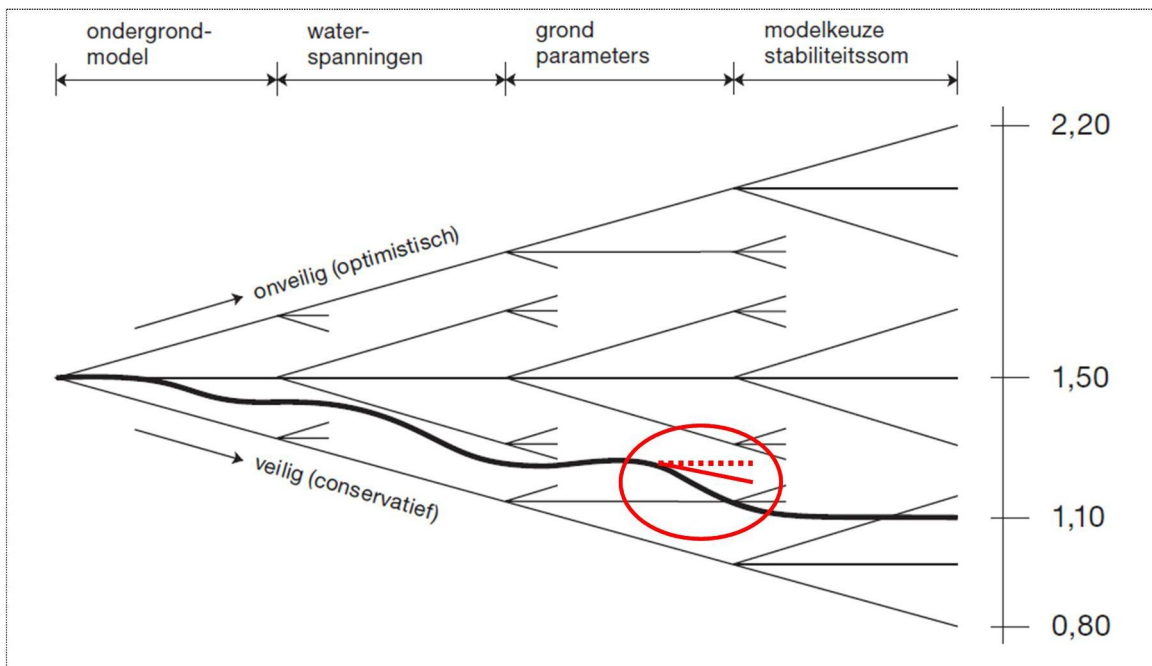
- Bij het in rekening brengen van de verkeerbelasting is conform de vigerende leidraden de volledige wateroverspanning van de verkeerbelasting in rekening gebracht. Dit wijkt af van de uitgangspunten van de toetsing waarbij 80% van de wateroverspanning van de verkeersbelasting in rekening wordt gebracht. Dit leidt tot een iets ongunstiger berekeningsresultaat. De verschillen worden dusdanig klein verondersteld dat dit geen invloed op de conclusies heeft.
- Er is geen probabilistische rekenmodule voor de methode LiftVan operationeel. Er zijn alleen probabilistische berekeningen uitgevoerd met de methode Bishop.

Voor die situaties waarin na optimalisatie van de sterkte eigenschappen van het veen niet wordt voldaan aan de gestelde norm is nagegaan welke mate van dijkversterking nodig is om wel te voldoen aan de gestelde norm. Er zijn derhalve berekeningen uitgevoerd waarbij de benodigde verbreding van de stabiliteitsberm is vastgesteld. Hierbij worden de volgende kantekeningen gemaakt:

- Er wordt uitgegaan van de eerder uitgevoerde berekeningen gebaseerd op de hydraulische randvoorwaarden die voor de toetsing zijn afgeleid. De hydraulische randvoorwaarden die ten behoeve van het ontwerp van de dijkversterking zijn afgeleid zijn iets zwaarder. Indien deze randvoorwaarden in rekening worden gebracht, wordt een iets zwaarder ontwerp bepaald. Echter, in de huidige werkwijze is de invloed van hydraulische randvoorwaarden op de berekende evenwicht beperkt. Het verschil in berekende berm lengte zal gering zijn. Door vast te houden aan de hydraulische randvoorwaarden van de toetsing wordt een directe link gelegd tussen het tekort aan berekende stabiliteit en benodigde bermverbreding om aan de toetsnorm te voldoen.
- Er zijn alleen berekeningen uitgevoerd op basis van de robuuste verwachting van de sterkte eigenschappen van veen. Indien de berekeningen zouden zijn gebaseerd op de werkelijke verwachte sterkte van veen zou een minder zware dijkversterking worden ontworpen.
- De stijghoogte in het pleistocene zand is gebaseerd op een 80% respons op de stijging van het Markermeerpeil. Dit is conform de uitgangspunten die bij de toetsing van de Markermeerdijken is aangehouden. Indien zou worden gerekend met een respons van 40% zou een minder zware dijkversterking worden gevonden.

Conclusies

Uit de berekeningsresultaten volgt dat op basis van de verwachte sterkte slechts in een van de vijf berekende dwarsprofielen niet wordt voldaan aan de gestelde norm. Dit is dwarsprofiel 23 + 64, het profiel waar het minste veen in het achterland voorkomt. Bij het vertalen van de sterkte die is gevonden op de proeflocatie naar de sterkte van het veen onder het dijklichaam langs het hele traject Hoorn – Amsterdam worden een aantal onzekerheden geïntroduceerd.

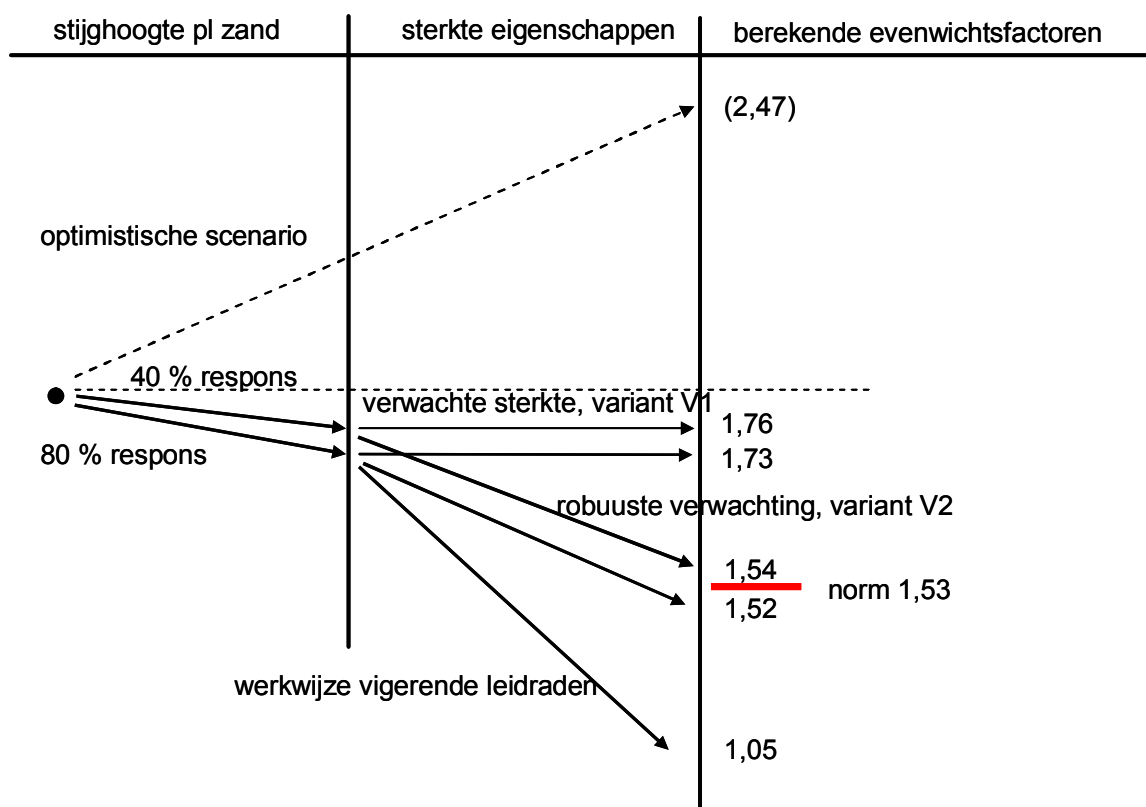


Figuur 9.1 Schematiseringstrein, overgenomen uit het Technisch Rapport Actuele Sterkte, De rode cirkel geeft de locatie aan waar de optimalisatie van de sterkte eigenschappen van het veen plaats vindt. De stippellijn geeft de verwachte sterkte, de doorgetrokken lijn de robuuste verwachting

Figuur 9.1 geeft de schematiseringstrein weer. De figuur is overgenomen uit het Technisch Rapport Actuele Sterkte. Bij het toetsen van waterkeringen is veel informatie nodig. Daar waar weinig informatie voor handen is of waar de bepaalde eigenschappen een grote spreiding kennen wordt een veilige ondergrenswaarde gekozen. Dit leidt tot een werkwijze die is weergegeven met de zwarte lijn. Aan de rechterzijde is ter indicatie de consequenties weergegeven in termen van berekende evenwichtsfactoren voor een specifiek dwarsprofiel. Indien consequent de veilige ondergrens zou worden gevolgd zou in dit fictieve voorbeeld een evenwichtsfactor van 0,8 worden berekend. Indien consequent de onveilige, optimistische bovengrens zou worden gevolgd, wordt een evenwichtsfactor van 2,2 berekend.

Bij de uitvoering van de toetsing is de zwarte lijn gevolgd, waarbij opgemerkt wordt dat er geen indruk is van grootte van de bandbreedte in berekende evenwichtsfactoren aan de rechterzijde. Bij de uitvoering van de doorvertaling is gebruik gemaakt van de berekeningen uit de toetsing. Alleen voor de sterkte eigenschappen van het veen is een optimalisatie toegepast. Daarnaast is gevarieerd met de stijghoogte in het pleistocene zand. Dit betekent dat voor de berekeningen van de doorvertaling de zwarte lijn is gevolgd met uitzondering van de keuze van sterkte eigenschappen van veen. Voor de andere keuze in sterkte eigenschappen van de andere grondlagen is eveneens de zwarte lijn gevolgd. De locatie waar de grondparameters worden gekozen is in Figuur 9.1 omcirkeld. Met betrekking tot de sterkte van veen is gerekend met twee parametersets. De eerste is de verwachte sterkte van veen. Deze is bepaald uit de veldproeven en vervolgens aan de hand van de correlatie met sonderingen en geijkt aan de aanvullend uitgevoerde laboratoriumproeven. Dit is geen optimistische keuze, noch een conservatieve keuze, maar een zo realistisch mogelijk inschatting van de sterkte van het veen. Dit is weergegeven met de stippellijn in Figuur 9.1. De tweede parameterset is een robuuste schatting van de sterkte van het veen. Deze is afgeleid uit de aanvullende DSS proeven waarbij de gemobiliseerde schuifweerstand bij 5% vervorming is aangehouden als de sterkte van veen. Dit is een veilige schatting van de sterkte en is weergegeven met de doorgetrokken lijn in Figuur 9.1. Het verschil in

berekeningsresultaat tussen de berekeningen met de verwachte sterkte en de robuuste verwachting geeft een indruk van de bandbreedte alleen als gevolg van het variëren van de sterkte van veen.



Figuur 9.2 Invulling van en deel van de schematiseringstrein voor dwarsprofiel 28 + 72, de berekeningsresultaten volgen uit Tabel 7.24

De invloed van de keuze van de sterkte eigenschappen, de verwachte sterkte of de robuuste verwachting, op de berekende evenwichtsfactoren is verschillend voor de verschillende dwarsprofielen. Om een indruk te krijgen van de getalswaarden van de berekende evenwichtsfactoren die aan de rechterzijde van de schematiseringstrein volgen, zijn voor dwarsprofiel 28 + 72 de berekende evenwichtsfactoren ingevuld. Dwarsprofiel 28 + 72 is het dwarsprofiel ter hoogte van het proefveld. De gebruikte waarden volgen uit Tabel 7.24. In deze berekeningen is gevarieerd met de stijghoogte in het pleistocene zand en met de sterkte eigenschappen. Hoofdstuk 6 geeft aan dat op basis van de metingen van de stijghoogte ontwikkeling in het pleistocene zand de maximaal te verwachte respons 40% van de stijging van het Markermeerpeil is. Omdat de werkelijke respons waarschijnlijk lager zal zijn is dit een conservatieve inschatting. De schematiseringstrein loopt hier iets naar beneden. Daarnaast zijn berekeningen uitgevoerd op basis van de uitgangspunten die ten behoeve van de toetsing zijn opgesteld. Hier is een respons van 80% aangehouden. Deze benadering is meer conservatief dan de 40% respons. De bijbehorende schematiseringstrein loopt daarmee iets lager.

Vervolgens is gevarieerd met de sterkte eigenschappen. Er zijn berekeningen uitgevoerd op basis van de sterkte eigenschappen die ten behoeve van het ontwerp zijn afgeleid. Dit zijn de meest conservatieve waarden die in de berekeningen zijn toegepast. Dit levert de onderste lijn op in de schematiseringstrein. Er zijn berekeningen uitgevoerd met de verwachte sterkte

eigenschappen, variant V1 uit hoofdstuk 7 en 8. Dit is noch een optimistische schatting van de sterkte, noch een pessimistische schatting. Het is een zo realistisch mogelijke benadering van het sterkte gedrag. De lijn in de schematiseringstrein loopt voor deze variant horizontaal. Berekeningen met de robuuste schatting van de sterkte, variant V2, geven een conservatieve schatting. De bijbehorende lijnen in de schematiseringstrein lopen steiler. Aan de rechterzijde van Figuur 9.2 zijn de berekende evenwichtsfactoren gepresenteerd. Er zijn geen berekeningen uitgevoerd met optimistische schattingen van de sterkte eigenschappen en stijghoogte van het pleistocene zand. Uit het verschil tussen de laagste berekende evenwichtsfactor, 1,05 en de hoogst berekende waarde, 1,76 is een schatting gemaakt van de mogelijke bovengrens. Het verschil in berekende evenwichtsfactor is opgeteld bij de hoogste waarde, zo wordt de bovengrens ingeschat op 2,47. Omdat deze waarde niet is berekend, maar is geschat, is deze waarde in Figuur 9.2 tussen haakjes weergegeven. Tenslotte is in Figuur 9.2 de schadefactor voor deterministische berekeningen, $\gamma_r = 1,53$ weergegeven. Deze schadefactor is de norm waaraan de berekende evenwichtsfactoren voor dwarsprofiel 28 + 72 moeten worden getoetst.

Figuur 9.2 geeft een indruk van de consequenties van enkele keuzes op de berekeningsresultaten. Zoals te verwachten heft de grootte van de in rekening gebrachte sterkte een grote invloed op de berekeningsresultaten. De variant met de verwachte sterkte, V1 leidt tot circa 15 % hogere berekende evenwichtsfactoren dan de variant met de robuuste verwachting, variant V2. Voor dwarsprofiel 28 + 134 wordt zelfs een verschil van 20 % gevonden.

Belangrijker dan het verschil in berekende evenwichtsfactoren is de vergelijking tussen de berekende evenwichtsfactor en de gestelde norm. Hieruit volgt voor de verwachte sterkte dat 4 van de 5 berekende dwarsprofielen voldoen aan de gestelde norm. Voor deze dwarsprofielen is geen dijkversterking nodig. Deze dwarsprofielen zijn representatief voor ruim 15 km van het traject Hoorn – Amsterdam dat nu is afgekeurd. Voor het resterende deel van het thans afgekeurde traject, circa 13 km is nog steeds een dijkversterking noodzakelijk. Echter deze kan aanzienlijk worden verkleind. Indien een andere keuze van dwarsprofielen zou zijn gemaakt, zou het exacte aantal kilometers waarschijnlijk veranderen. Echter het totaal beeld blijft onveranderd; door het optimaliseren van de sterkte van het veen in de berekeningen kan worden aangetoond dat een aanzienlijk deel van het traject dat thans afgekeurd is voldoet aan de gestelde eisen en dat voor het deel dat ook na de optimalisatie niet voldoet aanzienlijk kan worden bespaard op de kosten van de dijkversterking.

Indien niet de verwachte sterkte volledig in de berekeningen kan worden toegepast, maar een lagere waarde, worden ook lagere evenwichtsfactoren berekend. Dit is uitgewerkt in variant V2 met behulp van de robuuste verwachting van de sterkte. In de variant V2 zijn 3 van de 5 profielen die niet meer voldoen aan de gestelde eis. Eén daarvan is het dwarsprofiel ter plaatse van het proefveld. Deze is niet representatief voor een bepaald traject van de Markermeerdijk. Het dwarsprofiel 28 + 134 voldoet bij toepassen van de robuuste verwachting niet meer aan de gestelde eis, terwijl het bij toepassing van variant V1 nog wel voldeed. Dit dwarsprofiel is echter representatief voor een beperkt deel van de Markermeerdijken, circa 0,6 km. In de kwantitatieve beschrijving van de consequenties verandert er daarom weinig. Bij toepassen van de robuuste verwachting van veen geldt dat een aanzienlijk deel van het thans afgekeurde traject van de Markermeerdijken wel voldoet aan de gestelde norm, bijna 15 km. Voor het deel dat na de toepassing van de robuuste verwachting niet voldoet, ruim 13,5 km kan aanzienlijk worden bespaard op de grootte van de dijkverzwaring.

10 Het vervolg

10.1 Afbakening stap 6

Het uitgevoerde onderzoek heeft kort samengevat tot doel inzichtelijk te maken wat de mogelijke consequentie is van een betere beschrijving van de sterkte van veen in het toetsen van waterkeringen. Dit is inzichtelijk gemaakt door de resultaten van de proeflocatie te vertalen naar het dijkvak Hoorn – Amsterdam. Nogmaals wordt benadrukt dat de vertaling naar het dijkvak Hoorn – Amsterdam geen nieuwe toetsing is of een alternatief voor de dijkversterking. Het is een schets van wat de extra sterkte van het veen dat op de proeflocatie ten opzichte van de huidige werkwijze betekent voor de dijkversterking van de Markermeerdijken. Het geeft een indruk van de potentiële winst op basis waarvan keuzes en beslissingen over het vervolgonderzoek kunnen worden genomen. Conform planning, zijn vervolgstappen nodig om de geschetste winst te verzilveren. Op onderdelen is een verdere onderbouwing nodig, dienen nieuwe modellen te worden ontwikkeld en is een inbedding in de veiligheidsfilosofie noodzakelijk.

Indien besloten wordt de uitvoering van de dijkversterking te vertragen om zo tijd te winnen voor het uitvoeren van het vervolgonderzoek zijn twee vragen van belang. De eerste is de vraag welk onderzoek of onderzoeken er concreet moeten worden uitgevoerd om de gevonden proefresultaten te kunnen toepassen. De tweede vraag is hoe in de tussenliggende periode de veiligheid tegen overstromen van het gebied achter de reeds afgekeurde dijken te waarborgen. Dit hoofdstuk geeft een beeld hoe het vervolg er uit kan komen te zien. Opgemerkt wordt dat dit deels afhangt van het besluit omtrent het wel of niet vertragen van de dijkversterking. Daarnaast zal in de discussie over de resultaten van het onderzoeksproject Dijken op Veen het beeld van het noodzakelijke vervolgonderzoek in de komende periode worden aangescherpt.

Een deel van het vervolgonderzoek zal in het onderzoeksprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen, SBW nader worden uitgewerkt. In het onderdeel Macrostabieliteit van het SBW programma is voor 2012 het schrijven van een visie op het uitwerken van de resultaten van het onderzoek Dijken op Veen opgenomen. Met andere woorden een heldere visie van het vervolg moet nog worden opgesteld. Echter, op dit moment zijn wel enkele onderdelen of mogelijke onderdelen van het vervolg te onderkennen. Deze zijn in de onderstaande paragrafen nader toegelicht.

10.2 Veiligheidsaspecten huidige situatie

Indien wordt besloten de dijkversterking te vertragen in afwachting van resultaten van het nadere onderzoek, dient de veiligheid gedurende de vertraging te zijn gegarandeerd. Immers conform de huidige toetsregels voldoet het dijkvak niet aan de gestelde eisen en voornamelijk zijn geen nieuwe eisen of toetsregels vastgesteld.

De berekeningen uit hoofdstuk 8 geven aan dat een aanzienlijke verbetering van de berekende stabiliteit is te verwachten en de werkelijke faalkans aanzienlijk lager is dan de kans die met behulp van de huidige rekenregels is bepaald. Tevens is in hoofdstuk 8 aangegeven dat voor sommige dwarsprofielen de hoge faalkans bijna onafhankelijk is van de buitenwaterstand. Dit betekent dat bij het huidige, dagelijkse, Markermeerpeil reeds een zeer hoge faalkans wordt uitgerekend. Deze hoge faalkansen zijn niet realistisch gezien het dagelijkse gedrag van de dijk. Hierbij wordt opgemerkt dat in pogingen om met bewezen sterkte technieken onderbouwd een beter toetsresultaat te behalen niet succesvol zijn

geweest. Dus hoewel de situatie rondom de Markermeerdijken gevoelsmatig, mede gezien de resultaten van het onderzoeksproject Dijken op Veen, niet een urgent veiligheidsrisico lijkt, is dit lastig getalsmatig te onderbouwen.

De garantie van voldoende veiligheid tegen overstromen gedurende de onderzoeksperiode kan zijn gelegen in het opzetten van een uitgebreide monitoring in combinatie met het vooraf vaststellen van verschillende noodscenario's en draaiboeken voor te nemen noodmaatregelen. Deze maatregelen zijn met name nodig voor die locaties waar ook met de verwachte toename van de sterkte van het veen een geringe dijkversterking nodig lijkt.

In het kader van het IJkdijk project is veel ervaring opgedaan met het gebruik van moderne sensortechnologie met betrekking tot het beoordelen van de actuele standzekerheid van waterkeringen. Door monitoren van het dijkgedrag in combinatie met verscherpt toezicht tijdens maatgevende omstandigheden kan vroegtijdig gevaarlijke situaties worden onderkend.

Het maatgevend meerpeil is ten behoeve van de toetsing vast gesteld op NAP + 0,75 m tot NAP + 0,68 m. De kruinhoogte varieert tussen circa NAP +2,6 en 3,4 m. Indien tekenen van het begin van vervormen worden gesignaleerd met de aangebrachte monitoring of zelfs scheurvorming in de kruin wordt geconstateerd is er nog geen sprake van inundatie van het achterland. Er is tijd beschikbaar voor het uitvoeren van noodmaatregelen. Indien dit goed gecoördineerd en efficiënt wordt uitgevoerd blijft de veiligheid gehandhaafd.

In de overweging in hoeverre het verantwoord is om de dijkversterking uit te stellen kan de uitvoering van een proefbelasting een rol spelen. De sterkte van het veen in het project Dijken op Veen is, voornamelijk, bepaald van het veen in het achterland en vervolgens vertaald naar het dijkvak Hoorn – Amsterdam. De proefbelasting geeft een verdere onderbouwing van de conclusies van de doorvertaling en laat, bij een succesvol verloop, zien dat er inderdaad voldoende sterkte in het profiel aanwezig is. Tevens levert de proefbelasting informatie op over het deformatiegedrag van een dijklichaam tijdens hoog water. Deze informatie kan een belangrijke rol spelen bij de uitvoering en interpretatie van de meetdata van de eventuele monitoring van het dijkvak in de periode dat de dijkversterking wordt vertraagd. Ook als slechts geringe deformatie wordt gemeten na het aanbrengen van de proefbelasting levert de proef waardevolle informatie op over het vervormingsgedrag van het dijklichaam en ondergrond.

10.3 Proefbelasting

In het oorspronkelijke plan was een proefbelasting op de bestaande dijk opgenomen. In de discussies omtrent de uitvoeringswijze is besloten eerst bezwijkproeven in het achterland te houden. Nu de bezwijkproeven in het achterland succesvol zijn afgerond kan opnieuw worden nagedacht over de toegevoegde waarde van het uitvoeren van een proefbelasting op een deel van de Markermeerdijk.

In de vorige paragraaf is aangegeven dat een proefbelasting een belangrijke rol kan spelen in de afweging in hoeverre het verantwoord is de dijkversterking te vertragen in afwachting van de resultaten van het vervolgonderzoek. Op basis van de huidige leidraden is voor de locatie ter plaatse van het proefveld aangegeven dat de stabiliteit onvoldoende is en dat de dijkversterking noodzakelijk is. Uit de doorvertaling van de resultaten van het proefveld bleek voor deze locatie geen dijkversterking meer nodig te zijn. Door het uitvoeren van een proefbelasting kan deze conclusie worden gevalideerd. Een van de terugkerende vragen betreft de samenwerking van het slappe veen dat pas na grote rek de maximale schuifweerstand heeft gemobiliseerd met het stijve dijksmateriaal dat reeds bij kleine rek de

maximale sterkte heeft gemobiliseerd. Naast de onderbouwing van de conclusies van de doorvertaling zou deze interactie een van de nieuwe onderzoeksvragen kunnen zijn. Door de koppeling tussen de optredende vervormingen en de gemobiliseerde rek mag worden verwacht dat er op (korte) termijn een discussie over toelaatbare vervormingen zal plaats vinden. Door het uitvoeren van een proefbelasting waarin de optredende vervormingen van het dijklichaam worden gemeten kan een indruk worden verkregen van de orde van grootte van de optredende vervormingen tijdens hoog water.

Opgemerkt wordt dat de proefbelasting niet zal worden doorgezet tot bezwijken van het dijklichaam. In plaats daarvan zal de belasting stapsgewijs worden opgevoerd. Indien de vervormingen te groot worden of scheurvorming zich gaat ontwikkelen, of de maximale belasting zonder grote vervormingen is bereikt, zal de proef worden gestopt. Dit betekent dat de werkelijke bezwijkbelasting van het dijklichaam niet bekend zal zijn. Wel wordt hiermee duidelijk welke belasting het dijklichaam in ieder geval kan keren.

De onderstaande tekst geeft een korte beschrijving hoe de proef zou kunnen worden uitgevoerd.

Indicatieve beschrijving praktijkproef

In de praktijkproef wordt over een klein traject maatgevende belasting op het dijklichaam gesimuleerd. Vervolgens wordt de reactie van het dijklichaam gemeten. Bij het uitvoeren van ontwerp- en toetsberekeningen worden veiligheidsmarges gehanteerd. Door middel van berekeningen wordt aangetoond dat de berekende doorsnede voldoet aan de gestelde veiligheidsmarge. Bij de interpretatie van de proef en de vertaling naar de omringende dijkvakken moet rekening worden gehouden met een dergelijke veiligheidsmarge, zoals is afgeleid in paragraaf 7.6.4.

De evenwichtsfactor, FS, is als volgt gedefinieerd:

$$FS = \frac{\sum R}{\sum S}, \text{ waarin } S \text{ de belasting weergeeft en } R \text{ de maximaal te mobiliseren weerstand}$$

tegen afschuiven. De belasting wordt bepaald door het maatgevend hoogwater, de invloed van het maatgevend hoogwater op de stijghoogten in en onder het dijklichaam en de verkeersbelasting. De weerstand tegen afschuiven bestaat uit de sterkte van de grond.

Bij het uitwerken van een werkwijze met partiële factoren is er, bij het toetsen van waterkeringen, voor gekozen de partiële factor voor de belasting gelijk aan 1,0 te stellen. Met andere woorden er is geen onzekerheid in de belasting in rekening gebracht. Vervolgens is de partiële veiligheidsfactor voor de sterkte onderverdeeld in een schematiseringsfactor, modelfactor, materiaalfactor en schadefactor, zie paragraaf 7.6.4.

In de uitvoering van de proef wordt het werkelijk optredend gedrag gemeten dat dient te worden vergeleken met de verwachtingswaarde van de sterkte-eigenschappen en waarin de invloed van model- en schadefactor lastig te bepalen is. Om toch een relatie te kunnen leggen met het geëiste veiligheidsniveau wordt gebruik gemaakt van de in paragraaf 7.6.4 afgeleide norm, $FS \geq 1,53$, voor dijk 28. Hierbij wordt de onzekerheid in de berekening vertaald in een verhoging van de belasting van 53%. Het ijkpunt voor de praktijkproef is daarmee een belasting die 53% hoger ligt dan de ontwerpbelasting. Als het dijklichaam deze weet te keren zonder dat bezwijken optreedt, wordt voldaan aan de gestelde veiligheidseis.

De belasting op de waterkering bestaat uit drie delen, een ontwerpwaarde voor het meerpeil, de verkeersbelasting en de waterspanningsreactie in de ondergrond op de twee voorgaande belastingen. Bij het uitvoeren van de toetsing en het opstellen van het ontwerp zijn aannamen gedaan omtrent de waterspanningsreactie in de ondergrond als gevolg van de optredende belastingen. Belangrijk hierbij zijn de doorlatendheid van de slappe lagen en dijksmateriaal, de doorlatendheid van de sliblagen op de bodem van het Markermeer, elastische berging van het zand etc. Ten behoeve van de toetsing en het ontwerp zijn een aantal van deze aspecten gemeten op een aantal locaties. Voor de daadwerkelijke schematisatie van de waterspanningsreactie zijn enkele aannamen en interpolatie van de meetdata onvermijdelijk. Het is dan goed mogelijk dat de reactie van de waterspanning in en onder het dijklichaam als gevolg van de verhoging van de waterstand voor het dijklichaam kleiner is dan in de toets en ontwerpberoeeningen is geschematiseerd. Als deze situatie zich voordoet, wordt dit gezien als een resultaat van de praktijkproef wat gebruikt kan worden in de verdere optimalisering van het ontwerp van de dijkversterking. In dat geval zal niet kunstmatig, bv door middel van pompen, getracht worden de stijghoogte te verhogen om te voldoen aan de 53% hogere belasting.

De verkeersbelasting is een tijdelijke belasting die leidt tot een verhoging van de waterspanning in de ondergrond, maar niet tot een verhoging van de korrelspanning en daarmee tot een verhoging van de sterkte. De reactie van de ondergrond op de verkeersbelasting is ongedraineerd. Omdat de ontwikkeling van de waterspanningen in de ondergrond een belangrijke rol speelt en de maatgevende tijdsduur van het maatgevend meerpeil een periode van meerdere weken beslaat dient in de proef de verkeersbelasting niet permanent aanwezig te zijn. De verkeersbelasting dient in de proef op een bepaald moment geactiveerd te kunnen worden. N.B. conform de voorgaande discussie dient de verkeersbelasting 40% groter te zijn dan in de toetsing en ontwerp in rekening is gebracht. Punt van de discussie is de locatie van de verkeersbelasting, op de kruin (meest ongunstig) of op de weg die gelegen is op de berm.

In de proef zal de belasting stapsgewijs worden aangebracht. Bij elke stap zal, gebaseerd op de meetdata, besloten worden de belasting wel of niet verder te verhogen. Op dit moment worden drie mogelijke uitkomsten van de proef voorzien. De eerste situatie is dat bij een 40% hogere belasting geen serieuze vervormingen van het dijklichaam zich voordoen. In dat geval kan worden gesteld dat het dijklichaam op de bewuste locatie voldoende weerstand tegen afschuiven bezit om te voldoen aan de gestelde veiligheids-eis. De conclusies uit de doorvertaling worden daarmee onderschreven. De tweede mogelijke uitkomst is dat een afschuiving optreedt voordat of bij het bereiken van de ontwerpbelasting. In dat geval is het duidelijk dat het dijklichaam niet voldoende weerstand tegen afschuiven bezit om te voldoen aan de gestelde veiligheids-eis. Gezien de resultaten van het onderzoeksproject Dijken op Veen zou dit een onverwachte gebeurtenis zijn. De derde mogelijke uitkomst is dat geen bezwijken, maar wel sterke vervorming van het dijklichaam optreedt. In dat geval dient een discussie over toelaatbare vervormingen te worden gevoerd. De gemeten vervormingen geven dan richting en handvaten aan deze discussie.

Om een duidelijk resultaat uit de hierboven beschreven analyse te krijgen is het van belang vooraf een goede definitie van het optreden van een afschuiving te hebben. Conform de eerder uitgevoerde praktijkproeven wordt gesproken over een opgetreden afschuiven als er ergens in het dwarsprofiel een vervorming in de ondergrond van minimaal 20 cm wordt gemeten. Als alternatief kan een criterium worden gesteld van een scheur in de kruin van minimaal 10 m lang waarover zich een duidelijk hoogteverschil heeft ontwikkeld. Dit laatste criterium kan alleen worden gehanteerd indien vooraf aan de proef een zeer gedegen visuele inspectie van het dijklichaam is uitgevoerd.

Ten behoeve van het verhogen van de waterstand voor het dijklichaam wordt aan de meerzijde een kuip gemaakt door op enige afstanden uit het dijklichaam een damwand neer te zetten. De ruimte tussen de damwand en het dijklichaam kan worden gevuld met water. Belangrijk hierbij is dat het oppervlak binnen de kuip voldoende is om een realistisch infiltratiepatroon, in dijklichaam en ondergrond, te creëren. Vooralsnog wordt uitgegaan van lengte van 300 m en een afstand tot de dijk van 50 m.

Voor een goede vergelijking tussen toets- en ontwerpberekeningen enerzijds en de proef anderzijds dient ook de verkeersbelasting te worden gesimuleerd. De belasting dient kort durend aanwezig te zijn. De simulatie van de verkeersbelasting dient pas te worden aangebracht als de hoge waterstand voor het dijklichaam reeds actief is. Bij voorkeur dient de verkeersbelasting op afstand te worden geactiveerd hierbij wordt gedacht aan het vullen van containers met water.

Na het verhogen van de waterstand in de kuip zal de waterspanning in het dijklichaam en achterland na enige tijd volgen. Het zal enige tijd duren voordat er een stationaire toestand is bereikt. De hydraulische randvoorwaarden ten behoeve van het ontwerp gaan uit van een periode van 70 dagen waarin de hoge waterstand zich opbouwt, constant is en vervolgens weer afbouwt tot dagelijks meerpeil. Gezien de beschikbare tijd zal wellicht worden teruggebracht naar 30 dagen.

Kort samengevat bestaat de praktijkproef uit de volgende stappen:

1. Waterpeil in kuip stapsgewijs verhogen tot ontwerppeil, NAP + 0,97 m (ontwerppeil inclusief robuustheidsfactor)
2. Waterpeil constant tot er een stationaire situatie is ontstaan
3. Indien geen tekenen van stabiliteitsverlies waterpeil verhogen tot ontwerppeil + 53%.
4. Waterpeil constant houden tot er een stationaire situatie is ontstaan
5. Aanbrengen verkeersbelasting
6. Verlagen waterpeil in kuip tot omringend meerpeil, wachten tot waterspanningen in en onder het dijklichaam zijn teruggezakt tot oorspronkelijke waarden.

N.B. het hierboven beschreven stappenplan is slechts een schets van hoe de proef eruit komt te zien.

Als alternatief kan ervoor worden gekozen de situatie met extreme neerslag na te bootsen. Dit is naar verwachting eenvoudiger te realiseren. Tabel 8.23 en Tabel 8.24 tonen dat de situatie met extreme neerslag niet maatgevend is ten opzichte van een situatie met een hoog meerpeil. Echter, de verschillen zijn gering en ook voor de situatie met extreme neerslag wordt een duidelijke winst verwacht in berekende evenwichtsfactor als gevolg van een beter inzicht in het gedrag van veen.

10.4 Vervolgonderzoek en relatie met SBW

Het einddoel van het onderzoek naar het gedrag van veen is het opstellen van een materiaalmodel voor veen voor het gebruik van het toetsen van waterkeringen en het ontwerpen van dijkversterkingen op een veenondergrond. Dit model dient te zijn gevalideerd en dient een eenduidige parameterbepaling te hebben. Tevens dient het model te zijn ingepast in de veiligheidsfilosofie. Het bereiken van dit einddoel vergt lange termijn onderzoek. Tegelijkertijd dient op korte of middellange termijn voldoende tussenresultaten beschikbaar te zijn om in de dagelijkse adviespraktijk verder te kunnen. Dit geldt natuurlijk

specifiek voor het vervolg van de dijkversterking van de Markermeerdijk. In andere woorden het vervolgonderzoek is een lange termijn onderzoek waarin tussentijdse resultaten op specifieke momenten beschikbaar moeten komen om lopende projecten te faciliteren.

Het opstellen van een materiaalmodel voor veen is lange termijn onderzoek. Het onderzoek waarbij inbreng van promovendi nodig zal zijn. Waardoor het onderzoek een tijdspad van tot 8 jaar zal hebben. In het kader van het onderzoeksproject Dijken op Veen is een inventarisatie gemaakt van ontwikkelingen die nu gaande zijn op het gebied van model ontwikkeling voor vezelversterkte materialen. Deze studie is opgenomen in bijlage K. Een drie-tal ontwikkelingen worden als potentieel kansrijk gezien. De eerste is aangeduid met Multi scale mechanics. Deze rekentechniek wordt ook wel aangeduid met discrete elementen. In deze rekentechniek worden de afzonderlijke vezels en hun interactie gemodelleerd. Een praktische toepassing van deze modellen kan mogelijk nog ver weg liggen. Wel kan met behulp van deze modellen de werking van de vezels worden vastgesteld en worden nagegaan welke aspecten van het vezelgedrag in een praktisch toepasbaar model beschikbaar moeten zijn. Het tweede kansrijke spoor is het werk van Zornberg. Hier is een model voor vezelversterkte grond ontwikkeld. Dit model is te simpel voor veen, maar uitbreidingen lijken mogelijk. De derde optie is de anisotrope versie van het Soft Soil Creep model. De isotrope versie van het soft soil creep model is reeds in het eindige elementen programma Plaxis beschikbaar. Analyses van onder andere de IJkdijk proeven waren succesvol in het narekenen van de meetdata. Door anisotropie in rekening te brengen kan mogelijk de invloed van de vezels beter worden gesimuleerd.

Delen van het onderzoek, met name die delen die betrekking hebben op inpassing in de toetsprocedures zullen in het onderzoeksprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen, SBW worden opgenomen. De fundamentele ontwikkelingen zullen in andere ontwikkelsporen onderbracht (dienen te) worden. Hiervoor is een goed doordachte visie nodig die aangeeft hoe het vervolgonderzoek wordt ingevuld.

Het onderzoeksproject Dijken op Veen heeft veel informatie opgeleverd. Nog lang niet alle informatie is geanalyseerd, tevens zijn nog niet alle proeven afgelopen. Immers proef 6 wordt aan het einde van het jaar uitgevoerd. Naar aanleiding van het recent opgeleverde analyse rapport en de voorliggende eindrapportage zal in verschillende verbanden, zoals het expertteam en Expertise Netwerk Waterkeringen, de resultaten worden bediscussieerd. Deze discussie zal mede bepalend zijn voor het vervolgtraject.

In het SBW project Macrostabiteit is ruimte gereserveerd voor het opstellen van een visie op het vervolgonderzoek. Dit visiedocument zal in de zomer 2012 worden opgesteld naar aanleiding van de discussies en analyses van de resultaten van het onderzoeksproject Dijken op Veen. Hierin worden zowel de lange termijn als de korte termijn doelen in beeld gebracht. Deze visie moet nog worden opgesteld, echter een aantal stappen die nu genomen kunnen worden zijn duidelijk. De volgende onderwerpen worden genoemd:

- Het veengedrag bij hoge spanningen, dit levert informatie op van het veengedrag onder het dijklichaam. Hiertoe is proef 6 gestart deze zal in de loop van het jaar worden uitgevoerd.
- Direct Simple Shear proeven, DSS proeven bij lage spanningen. Uit de vergelijking tussen de veldproeven en de laboratoriumproeven volgde dat de DSS-proeven waarbij de monsters zijn geconsolideerd bij de terreinspanning resultaten opleverden die goed overeen komen met de resultaten van de bezwijkproeven. Hieruit volgde het advies om bij het vervolg gebruik te maken van deze proeven. Echter vanuit theoretisch oogpunt

zijn nog enkele onduidelijkheden omtrent de uitvoering van de DSS proeven bij lage spanningen en de interpretatie daarvan.

- Inpassing in de veiligheidsfilosofie. Nieuwe methoden moeten worden ingepast in de veiligheidsfilosofie. Tevens dient opnieuw te worden nagedacht over de spreiding van de parameters voor veen en hoe de onzekerheid van deze parameters langs een dijkkring in rekening moeten worden gebracht.
- Het optreden van scheurvorming en rechte glijvlakken. Dit wijkt af van de huidige, cirkelvormige, glijvlakken.
- Het rekenen met grote vervormingen. Het nieuwe materiaalmodel zal een koppeling tussen gemobiliseerde schuifweerstand en vervormingen moeten hebben. Voor veen is het van belang dat er goed gerekend kan worden met grote vervormingen. Met de huidige programmatuur blijkt dit niet te kunnen. Wellicht dat een aansluiting met technieken zoals de Material Point Method, MPM, hier uitkomst biedt.

Specifiek voor het fundamentele, lange termijn doel wordt genoemd:

- Het modelleren van vezelgedrag. Een mogelijkheid om hier een stap te kunnen zetten is met behulp discrete elementen. Hiervoor is contact gelegd met Universiteit Twente
- Invloed van gasvorming. Tijdens de uitvoering van de bezwijkproeven is veelvuldig ontsnappend gas gesignaleerd. Verwacht mag worden dat de aanwezigheid van gas in ondergrond een invloed heeft op het mechanisch gedrag. Drie-fase grondmechanica, vaste deeltjes, water en gas, is nog niet verontwikkeld. De invloed van het gas op het mechanisch gedrag kan nog niet in de dagelijkse adviespraktijk worden meegenomen.
- Invloed scheurvorming, in de bezwijkproeven is veelvuldig scheurvorming in het veen waargenomen. De invloed hiervan op de stabiliteit van waterkeringen is onduidelijk. Tevens zijn nog geen modellen beschikbaar waarmee scheurvorming kan worden berekend.

De bovengenoemde punten zijn een greep uit de onderwerpen waar nog een verdere ontwikkeling voor nodig is. De visie hoe dit op consistente en coherente wijze uit te voeren zal in de loop van de zomer 2012 worden opgesteld aan de hand van discussies omtrent de resultaten van het onderzoeksproject Dijken op Veen.

11 Beantwoording onderzoeksvragen

In de offerteaanvraag voor het onderzoeksproject Dijken op Veen, toen nog Veenproef Markermeerdijken ten behoeve van het HWBP genaamd, RWS/WD-2011/313 d.d 14 februari 2011 zaaknummer 31050474 zijn in totaal 16 onderzoeksvragen geformuleerd. Deze onderzoeksvragen dienden aan de hand van het voorgestelde onderzoek te worden beantwoord. Uitgebreide antwoorden op de onderzoeksvragen zijn in de voorgaande hoofdstukken beschreven. In deze paragraaf worden de antwoorden kort samengevat. Waar relevant wordt doorverwezen naar de hoofdstukken waar de uitgebreide samenvatting te vinden is. De beantwoording van de onderzoeksvragen worden gezien als de conclusies van het tot nu toe uitgevoerde onderzoek.

De onderzoeksvragen zijn onderverdeeld in vragen met betrekking tot het praktisch doel, de toepassing voor het dijkvak Hoorn – Amsterdam en het wetenschappelijk doel, de vertaling naar leidraden en voorschriften.

Onderzoeksvragen ten behoeve van het praktisch doel

1 Welke vanuit de praktijkproef te leveren (technische) informatie heeft het dagelijks bestuur van HHNK eind 2011 nodig voor het begin 2012 nemen van een bestuurlijk besluit over de voortgang van de versterking Markermeerdijken.

Het uitgevoerde onderzoek richt zich op de sterkte van veen, hoe deze moet worden bepaald en hoe deze in rekening gebracht dient te worden bij het toetsen van waterkeringen. Dit is een technisch ingestoken studie. Het onderzoek levert dan ook alleen technische informatie die kan worden gebruikt bij de onderbouwing van een besluit. Andere aspecten die mogelijk een rol spelen bij het te nemen besluit zijn buiten deze studie gebleven. Het is dan ook lastig voor de auteurs van dit rapport deze vraag te beantwoorden. In de beleving van de auteurs van dit rapport zijn bij de afweging van het besluit omtrent de voortgang van de versterking van de Markermeerdijken twee vragen van belang. De eerste vraag is: "wat is de verwachte winst indien de versterking van de Markermeerdijk wordt uitgesteld zodat in de tussenliggende periode nader onderzoek kan worden uitgevoerd om de verwachte winst te realiseren". De tweede vraag is: "is het verantwoord om de dijkversterking uit te stellen in afwachting van het uit te voeren onderzoek".

Het antwoord op de eerste vraag is beschreven in hoofdstuk 8, waar is toegelicht wat de resultaten van het onderzoek kunnen betekenen voor de dijkversterking Hoorn – Amsterdam. Kort samengevat is in hoofdstuk 8 geconcludeerd dat het uitgevoerde onderzoek aangeeft dat nader onderzoek naar verwachting een sterke reductie van de omvang van de dijkversterking tot gevolg zal hebben. Met andere woorden het is zinvol de dijkversterking uit te stellen in afwachting van nieuwe rekentechnieken en toetsmethodieken.

Het antwoord op de tweede vraag is beschreven in hoofdstuk 9. Kort samengevat kent het antwoord meerdere facetten. In hoofdstuk 9 wordt beschreven dat in de tussenliggende periode waarin het onderzoek wordt uitgevoerd de veiligheid kan worden gerealiseerd door een verscherpt toezicht en monitoring van die dijkvakken waar na afloop van het onderzoek naar verwachting nog steeds dijkversterking noodzakelijk is. Tevens kan de uitvoering van de proefbelasting op een gedeelte van het dijkvak hier een belangrijke rol in spelen.

2 Kan de praktijkproef binnen de gegeven planning antwoord geven op vraag 1?

Bij de aanvang van het project is een projectplan met bijbehorende planning opgesteld. In het wekelijks overleg tussen de opdrachtgever en Deltares is de voortgang besproken en bijgehouden. Indien nodig is zodanig bijgestuurd dat het project binnen de gestelde uitvoeringstermijn is afgerond.

3 Aan welke (kwaliteits)eisen moet de eind 2011 vanuit de praktijk proef aan het dagelijks bestuur van HHNK aan te leveren (technische) informatie voldoen?

De wijze waarop het toetsen van bestaande waterkeringen en het ontwerpen van dijkversterkingen moeten worden uitgevoerd zijn vastgelegd leidraden en voorschriften. Indien voor een specifieke situatie wordt afgeweken van de vastgestelde voorschriften dient dit te worden voorgelegd aan het Expertise Netwerk Waterkeringen, ENW. Het onderzoek Dijken op Veen gaat in op de vraag hoe moet worden omgegaan met het gedrag van veen in relatie tot de stabiliteit van waterkeringen. Voorafgaand aan het onderzoek bestond het idee dat de vigerende leidraden te conservatief omgaan met de sterkte van veen. Dit houdt in dat indien het onderzoek deze hypothese onderschrijft en de resultaten van het onderzoek worden toegepast om het ontwerp van de dijkversterking van de Markermeer dit een afwijking van de vigerende leidraden betekent. Dit houdt in dat de wijze waarop het onderzoek wordt uitgevoerd en de onderbouwing van de resultaten en de wijze waarop de resultaten in het vervolg van de dijkversterking worden meegenomen ter beoordeling aan de ENW zullen worden voorgelegd.

4 Aan welke technisch wetenschappelijke (kwaliteits)eisen moeten de opzet, uitvoering en het resultaat van de praktijkproef voldoen en hoe wordt dit geborgd?

Deze vraag is deels beantwoord bij de beantwoording van vraag 3. Hieraan wordt toegevoegd dat de aansluiting bij de internationale state of the art belangrijk is om te voorkomen dat de resultaten van het onderzoek op korte termijn achterhaald blijken te zijn. Hiertoe is contact gezocht met Imperial College in Londen, Prof. Dr. R.J. Jardine, waarmee met enige regelmaat de resultaten zijn besproken. Daarnaast zijn op ad hoc basis resultaten besproken met Prof. Dr. P.W. Mayne van het Georgia Institute of Technology en aan een groep specialisten van ERDC en RMC van het US Army Corps of Engineers.

5 Waarom zijn de technische resultaten van de praktijkproef vanuit technisch wetenschappelijk en bestuurlijk optiek representatief voor de Markermeerdijken en hoe is dit gewaarborgd.

De nadruk van het onderzoek ligt op het uitvoeren en analyseren van veldmetingen en veldproeven. De veldmetingen en veldproeven zijn uitgevoerd op een locatie langs de Markermeerdijk. Voorafgaand aan de definitieve keuze van de locatie waar de veldmetingen en veldproeven uitgevoerd zijn is een inventarisatie gemaakt van de beschikbare gegevens. Dit zijn gegevens die zijn gebruikt bij de uitvoering van de toetsing en vervolgens het opstellen van de dijkversterking. Aan de hand van deze gegevens zijn enkele relevante en representatieve locaties gekozen. Vervolgens is door Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier toestemming verkregen voor het uitvoeren van bezwijkproeven op een van deze locaties.

Na afloop van de bezwijkproeven zijn de resultaten globaal vertaald naar het hele traject Hoorn – Amsterdam. Dit is in twee stappen uitgevoerd. De eerste stap is van de proeflocatie,

het achterland aan de binnenteen van de dijk, naar het dijklichaam. Vervolgens is de stap gemaakt naar het hele dijktraject Hoorn – Amsterdam. Ten behoeve van deze laatste stap zijn 4 dwarsprofielen gekozen die representatief zijn bevonden voor delen van het traject, zie paragraaf 4.3. Bij de keuze van deze dwarsprofielen is gebruik gemaakt van de kennis en ervaring die bij het Hoogheemraadschap en haar adviseur, Fugro Ingenieursbureau b.v., aanwezig is. De rapportages die door Fugro Ingenieursbureau b.v. zijn opgesteld ter onderbouwing van de keuze van de 4 profielen zijn opgenomen in de bijlagen van dit rapport.

Door de locatiekeuzes, zowel de proeflocatie als de 4 dwarsprofielen, in eerste instantie te kiezen op basis van geotechnische informatie en geometrie van het profiel en de keuzes af te stemmen met experts van het Hoogheemraadschap en haar adviseur is de representativiteit van de locaties gewaarborgd.

6 Welke afwijkingen tussen enerzijds modellen en anderzijds op basis van de praktijkproef verkregen nieuwe inzichten in de sterkte van dijken op veen worden geconstateerd? Hoe worden de geconstateerde verschillen verklaard?

De veldmetingen hebben veel informatie over het gedrag van veen opgeleverd. Dit is uitgebreid gerapporteerd. Kort samengevat zijn, in willekeurige volgorde, enkele belangrijke geconstateerde zaken:

- Tijdens de uitvoering van de proeven kwam veel gas uit het veen vrij. Uit de theorie is bekend dat de aanwezigheid van gas het gedrag van veen beïnvloedt, de wijze waarop is echter onduidelijk. De huidige adviespraktijk wordt de aanwezigheid van gas (gemakshalve) niet meegenomen.
- In de dagelijkse ingenieurspraktijk wordt met betrekking tot grondgedrag onderscheid gemaakt tussen gedraineerd gedrag, dit is gedrag waarbij het grondwater vrij kan stromen en zich geen toename van waterspanningen als gevolg van het vervormen van de grond zal voordoen en ongedraineerd gedrag, dit is het gedrag waarbij het water niet kan stromen en zich tijdens het vervormen van grond waterspanningen opbouwt. Tijdens het uitvoeren van de proeven is gedeeltelijk gedraineerd gedrag waargenomen. Waarschijnlijk speelt hier de hoge doorlatendheid van het veen een rol. Ook de aanwezigheid van gas kan hier een rol hebben gespeeld.
- Er trad geen progressief bezwijken op. Progressief bezwijken wil zeggen dat de vervormingen langzaam beginnen, zichzelf versterken en daarmee versnellen tot een compleet bezwijkvlak zich ontwikkeld heeft. In plaats daarvan trad naar het einde van de proef toe grote vervormingen op die telkens weer tot rust kwamen. Bij laatste belastingstappen was in de proef een duidelijke versnelling in de gemeten vervormingen zichtbaar, soms instantane verplaatsingen in de orde van 20 cm, maar deze vervormingen kwamen telkens weer tot rust. De gemeten versnelling tijdens de laatste belastfase in combinatie met de totale geaccumuleerde verplaatsingen gaf aan dat de veenlaag was bezwaken. Mogelijk houdt deze constatering verband met het feit dat de ondergrond niet volledig ongedraineerd reageert.
- Na afloop van de proef is de ondergrond geïnspecteerd en is geconcludeerd dat er geen cirkelvormig glijvlak is opgetreden. In plaats daarvan is in de proeven 1 en 2 aan de actieve zijde een verticale scheur ontstaan vervolgens is op de diepte van de slootbodemplaat onder de container een horizontale scheur zichtbaar die in de richting van de sloot overgaat in compactie van het veen. Na afloop van de proef is de slootrand, weliswaar enigszins vervormd, nog wel intact. Voor de proeven 4 en 5 is een dusdanig sterke vervorming van de ondergrond aangetroffen dat als gevolg van de scheefstand de containers van de platen afgleden.
- In alle proeven speelde scheurvorming een grote rol. Scheurvorming in de ondergrond speelt geen enkele rol in de huidige modellering van het veengedrag.

De proeven zijn nagerekend met behulp van de huidige rekenmodellen. Deze modellen gaan uit van (deels) cirkelvormige glijvlakken, die niet in de proeven zijn waargenomen. Echter, elk model is een vereenvoudiging van de werkelijkheid. Bij gebrek aan betere modellen zijn de huidige modellen gebruikt bij de analyse van de proeven. Door grootschalige bezwijkproeven uit te voeren en deze te analyseren met de huidige modellen worden de grenzen van het geldigheidsgebied van de modellen vastgesteld en wordt ervaring opgedaan met betrekking tot het voorspellend vermogen van de modellen. Onder de aanname dat de huidige modellen gebruikt kunnen worden voor de analyse van de proeven zijn de volgende resultaten uit de vergelijking tussen de bezwijkproeven en de berekeningen gevonden:

- Alle rekenmethoden gebaseerd op gedraineerde sterkte – eigenschappen cohesie, c' en hoek van inwendige wrijving φ' onderschatten de stabiliteit die in de proeven zijn waargenomen sterk. De huidige werkwijze, waarop de toetsing en het ontwerp van de dijkversterking zijn gebaseerd, is een van deze methoden. Dit is het gevolg van de lage spanningen in de ondergrond, waardoor in deze type berekeningen de sterkte van de grond voornamelijk wordt bepaald door cohesie, c' . Uit de proeven volgde, conform de vooraf vastgelegde analyse methoden, lage waarden voor de cohesie en daarmee een lage waarde voor de sterkte van het veen in de proef. De methoden gebaseerd op gedraineerde sterkte – eigenschappen cohesie, c' en hoek van inwendige wrijving φ' voorspelden bezwijken tijdens het ontgraven van de sloot. In werkelijkheid konden de 5 sloten zonder problemen worden ontgraven en de waterstand in de sloten maximaal worden verlaagd zonder stabiliteitsproblemen aan de niet belaste randen.
- De methoden gebaseerd op de ongedraineerde sterkte, s_u , leidt wel tot enige significante sterkte bij lage spanningen en sluiten daarmee beter aan op de waarnemingen uit de proeven.
- Met eindige elementen methoden kon achteraf de proeven goed worden gesimuleerd. Het opstellen van een goede voorspelling bleek echter lastig.
- Bij het uitvoeren van eindige elementen berekeningen ontstonden problemen als gevolg van de lage spanningen in het veen en de grote rekken die niet goed konden worden gemodelleerd, ook niet met de daarvoor bedoelde rekensettings. De geconstateerde scheurvorming kon niet worden gereproduceerd en het bleek dat de initiële condities van het terrein van invloed zijn op de rekenresultaten. Om de initiële condities goed te modelleren is het noodzakelijk om op enigerlei wijze de geschiedenis van het terrein in de berekening na te bootsen.
- Het berekenen van de stabiliteit van een bestaande waterkering is anders dan het berekenen van de stabiliteit van een nieuw te bouwen dijklichaam tijdens de bouwphase. Bij de berekening van de stabiliteit van een bestaand dijklichaam zijn de initiële condities erg belangrijk. Bijvoorbeeld de spanningen in de ondergrond zullen tijdens extreem hoog water bij een bestaande situatie weinig veranderen of iets afnemen. Bij de aanleg van nieuwe dijk is de aangebrachte belasting en de daarbij behorende spanningsreactie in de ondergrond al snel zodanig groot dat de initiële spanningscondities er niet meer toe doen. Echter, in de huidige toetspraktijk wordt de stabiliteit van bestaande dijken op dezelfde wijze berekend als de stabiliteit van nieuw te bouwen dijken.
- Uit de vergelijking tussen de resultaten van de bezwijkproeven en de 7 werkwijzen voor het bepalen van de sterkte-eigenschappen van veen blijkt dat de Direct Simple Shear proef, DSS-proef, waarbij de monsters zijn teruggebracht naar een spanningsniveau die ook op het monster actief was voor deze werd gestoken en vervolgens ongedraineerd zijn afgeschoven leiden tot sterkte-eigenschappen die zeer goed aansluiten bij de gemobiliseerde schuifweerstand die volgde uit de bezwijkproeven.

De conclusie dat de resultaten van de DSS-proef goed overeenkomen met de resultaten van de bezwijkproeven sluit aan bij de resultaten van het SBW onderzoek Macrostabiteit. In het SBW onderzoek is reeds voorgesteld om bij de bepaling van de sterkte van veen gebruik te maken van de DSS proef.

7 In welke mate en in welke manier heeft de sterkte van veengrond invloed op de sterkte en het bezwijkgedrag van een daarop gelegen (vaak niet uit veen bestaand) dijklichaam (focus op de Markermeerdijken)?

Het onderzoek naar de sterkte van veen laat zien er een aanzienlijke winst te behalen valt bij het beter beschrijven van het gedrag van veen. De potentiële winst bij toepassing van de onderzoeksresultaten is nader toegelicht in hoofdstuk 8. Kort samengevat kan worden gesteld:

Uit de berekeningen volgt dat voor vier van de 4 dwarsprofielen (representatief voor 15,67 km van het dijkvak Hoorn – Amsterdam met totale lengte 28,57 km) het huidige dwarsprofiel voldoet aan de gestelde eisen. Hier is geen dijkversterking noodzakelijk. Voor 1 dwarsprofiel (representatief voor 12,9 km van het dijkvak Hoorn – Amsterdam) blijft ondanks de optimalisatie van het veen dijkversterking noodzakelijk. Dit is een profiel waarin weinig veen in het achterland voorkomt. Het verbeteren van de beschrijving van het veengedrag leidt daarmee tot een beperkte verbetering van de stabiliteit. Hier kan echter wel een optimalisatie van het versterkingsprofiel worden gevonden. Een stabiliteitsberm met een lengte van 16 m zou de stabiliteit in voldoende mate garanderen. In het huidige ontwerp wordt uitgegaan van een aan te leggen berm met lengte in de orde van 25 à 30 m.

Om een indruk te krijgen van de robuustheid van de resultaten zijn ook berekeningen uitgevoerd met een gereduceerde sterkte toename. In plaats van de maximale sterkte uit de DSS proef is de sterkte gekozen die is gemobiliseerd bij 5% vervormingen in de proef. Uit deze berekeningen volgt nu dat voor 2 dwarsprofielen het huidige dijklichaam voldoet aan de gestelde eisen en voor 2 dwarsprofielen nog een versterking nodig, trajectlengte 13,5 km. Hierbij zijn berm lengten nodig van 8 m en 16 m. Dit is nog steeds een aanzienlijke reductie ten opzichte van het opgestelde ontwerp.

Deze berekeningen laten zien dat een hogere sterkte voor het veen ook resulteert in een hogere berekende stabiliteit van de Markermeerdijken.

8 In hoeverre is een (niet /niet uitsluitend uit veen bestaande) dijklichaam bestand tegen deformaties van de veen(onder)grond (focus op dijken aan het markermeer)?

Het onderzoek heeft zich specifiek gericht op het gedrag van veen en daarmee in mindere mate op het gedrag van het hele systeem. In het vervolgonderzoek, waarin een verdere onderbouwing wordt gegeven voor het toepassen van de onderzoeksresultaten in het ontwerp van de dijkversterking, zal de interactie van het stijve dijklichaam met de slappe ondergrond een belangrijke rol spelen. Een indruk van de resultaten is gegeven in hoofdstuk 7. Hier zijn eindige elementen berekeningen besproken waarin de stabiliteit is berekend van het dijklichaam ter plaatse van de proeflocatie. Deze berekening is gebaseerd op de simulaties van de bezwijkproeven in het achterland ter plaatse van dit dwarsprofiel. In eindige elementen berekeningen wordt niet alleen het sterktegedrag, maar ook het vervormingsgedrag van de grondlagen beschreven. Uit de berekeningen volgt dat ondanks het feit dat het veen pas bij grote vervormingen een relatief hoge schuifweerstand vertoont, terwijl het dijklichaam bij kleine vervormingen reeds de maximale sterkte aanspreekt, de

samenwerking van de beide materialen zodanig verloopt dat er langs het gehele glijvlak voldoende schuifweerstand is gemobiliseerd om te voldoen aan de gestelde eisen voor dit profiel.

9 Rechtvaardigen de via de praktijkproef verkregen nieuwe inzichten in de sterkte van dijken op veen, vanuit wetenschappelijke en veiligheidsoptiek, het in afwachting van een heroverweging van toetsregels uitstellen van de versterking van delen van de Markermeerdijken? Zo ja: waarom en zo nee waarom niet?

Hoofdstuk 8 laat zien dat er een aanzienlijke winst te behalen valt indien de resultaten van het onderzoek worden toegepast in het ontwerp van de dijkversterking. Voor circa 55% van het traject dat afgekeurd is op basis van de huidige regels zou geen dijkversterking nodig zijn. Voor het resterende deel kan aanzienlijk worden bespaard op de grootte van de dijkversterking. Op basis van de huidige toetsregels zijn stabiliteitsbermen berekend met een lengte van 25 à 30 m. Aan de hand van de nieuwe inzichten zouden berm lengten met een maximale lengte van 16 m voldoende zijn.

Opgemerkt wordt dat in het onderzoek specifiek is gekeken naar de sterkte van veen. De sterkte eigenschappen van de overige, voornamelijk, kleilagen zijn ongewijzigd gebleven. De profielen, waar na toepassing van de nieuwe inzichten omtrent het gedrag van veen nog dijkversterking nodig bleek, zijn met name die profielen waar weinig veen in de ondergrond aanwezig is. De lage berekende stabiliteit van deze profielen is niet zo zeer het gevolg van de beperkte kennis van het gedrag van veen, maar van de lage aangehouden sterkte eigenschappen voor de kleilaag of kleilagen. Het is te verwachten dat bij een verbreding van aanvullend onderzoek naar het gedrag van (humeuze) klei ook een aanzienlijke optimalisatie voor deze dijkvakken te realiseren zal zijn.

10 Is het op basis van de via de praktijkproef verkregen nieuwe inzichten in de sterkte van dijken op veen technisch-wetenschappelijk en qua veiligheid verantwoord om de versterking van delen van de Markermeerdijken uit te stellen totdat nieuwe toetsmodellen ontwikkeld zijn? Zo ja: waarom, zo nee: waarom niet?

De beantwoording van deze vraag kent ook maatschappelijke aspecten, terwijl het uitgevoerde onderzoek zich volledig richt op de technisch inhoudelijke vraag omtrent de sterkte van veen. Toch kan vanuit de technische invalshoek wel een antwoord op deze vraag worden gegeven. Daarnaast spelen in de beantwoording van deze vraag ook maatschappelijke aspecten die niet technisch van aard zijn en dus niet in dit onderzoek zijn bekeken.

Het dijklichaam is momenteel afgekeurd op basis van stabiliteitsberekeningen die zijn opgesteld aan de hand van de huidige leidraden en voorschriften. Aan de hand van deze leidraden en voorschriften zijn sterkte – eigenschappen afgeleid die betrekking hebben op het begin van vervormen. Dit houdt in dat indien de aangenomen sterkte wordt overschreden er weliswaar vervorming van het dijklichaam optreedt, maar nog geen directe inundatie van het achterland. Dit wordt versterkt door het feit dat ter plaatse van de Markermeerdijken het Maatgevend Hoog Water NAP + 0,97 m is terwijl de kruinhoogte op circa NAP + 2,60 m tot 3,4 m is gelegen. Dit betekent dat indien er onverwacht een afschuiving optreedt, conform de uitgevoerde toetsberekeningen op basis waarvan het dijklichaam is afgekeurd, er tijd beschikbaar is voor het uitvoeren van noodmaatregelen. In de periode waarin het vervolgonderzoek wordt uitgevoerd en daarmee de dijkversterking wordt uitgesteld, kan de veiligheid extra gewaarborgd blijven door een verscherpt toezicht in combinatie met een

adequate monitoring van het dijklichaam en beschikbare uitgewerkte scenario's voor hoog water situaties. In dit proces kan ook de uitvoering van de proefbelasting op het dijklichaam een belangrijke rol spelen.

Door het uitvoeren van een proefbelasting op een sectie van de huidige Markermeerdijk kunnen de conclusies met betrekking tot de standzekerheid verder worden onderbouwd. Door stapsgewijs gecontroleerd de belasting op een sectie uit de Markermeerdijk te verhogen en vervolgens de vervormingen van het dijklichaam en ondergrond en de waterspanningen in het dijklichaam en ondergrond te meten kan het gedrag van het dijklichaam worden vastgesteld. Naast de onderbouwing van de conclusies met betrekking tot de standzekerheid kan op deze wijze ervaring worden opgedaan met de grootte van de vervormingen die een dijklichaam ondergaat tijdens het optreden van hoog water. Deze informatie kan worden toegepast bij de interpretatie van de vervormingsmetingen van de Markermeerdijk indien wordt besloten de dijkversterking enig tijd uit te stellen en tussentijds de veiligheid te garanderen door onder andere een verscherpt toezicht op basis van monitoring. Tijdens de uitvoering van de proefbelasting kan de waterkerende functie van het dijklichaam worden overgenomen door een tijdelijke damwandconstructie die voor het dijklichaam wordt aangebracht. Dit is nader toegelicht in hoofdstuk 9. In een vervolgonderzoek zou daarom een proefbelasting als onderdeel moeten worden uitgewerkt en overwogen.

Onderzoeksvragen ten behoeve van het wetenschappelijke doel

1 Hoe is het gedrag en de daadwerkelijke sterkte van dijken op een veenondergrond (onder normale en extreme omstandigheden)?

- *Vergelijken: Hoe passen de predicties van de bestaande en nieuwe modellen op de praktijkproefresultaten?*
- *Beschrijven: in hoeverre komen de predicties overeen met de praktijkproefresultaten, welke verschillen zijn zichtbaar en in hoeverre wijkt de geconstateerde sterkte van veen af van de op basis van de modellen verwachte sterkte?*
- *Verklaren & bediscussiëren: op welke manier kunnen de resultaten en de geconstateerde verschillen worden verklaard en welke kanttekeningen zijn daarbij te plaatsen?*
- *Vertalen: welke vervolgacties kunnen of moeten worden genomen en waarom?*
- *Aanbevelingen: welke werkrichtingen en welke acties worden het meest kansrijk, het meest effectief en het meest waardevol geacht voor de doorontwikkeling van modellen voor dijken op veen en waarom?*

Vergelijken:

Vooraf aan de uitvoering van de proeven 1 en 2 is een predictie opgesteld. De ondergrens van de predictie werd gevormd door de huidige adviespraktijk waarmee werd voorspeld dat tijdens het ontgraven van de sloot, zonder verdere belasting op het maaiveld bezwijken zou optreden. De bovengrens van de predictie gaf aan dat er geen bezwijken zou optreden tijdens de proeven 1 en 2. De grootte van de spreiding in resultaten van de predictie berekeningen illustreert de noodzaak voor een betere beschrijving van het gedrag van veen. In werkelijkheid werd voor beide proeven bezwijken gevonden tijdens het verlagen van de waterstand in de sloot. Dit is de laatste fase van de proef, uitgevoerd na het vullen van de containers.

Met behulp van de eindige elementen berekeningen kan een goede analyse van de resultaten, achteraf, worden gemaakt. Een voorspelling vooraf bleek echter onnauwkeurig. Bij

de proeven 1 en 2 werd vooraf tijdens of net na het ontgraven van de sloot bezwijken voorspeld. Bij de proeven 4 en 5 werd, gebaseerd op berekeningen die zijn geoptimaliseerd aan de resultaten van de proeve 1 en 2 predicties uitgevoerd. Ook nu werd in een te vroeg stadium bezwijken voorspeld.

Beschrijven:

Voor de beantwoording van deze vraag wordt verwezen naar de beantwoording van de zesde vraag ten behoeve van het praktisch doel.

Verklaren en bediscussiëren

Ook hier wordt verwezen naar het antwoord van de zesde vraag ten behoeve van het praktisch doel. Hierbij wordt de kanttekening gemaakt dat er geen modellen beschikbaar zijn waar de invloed van gas op het sterktegedrag in rekening kan worden gebracht. Ook rekenmodellen waarbij scheurvorming in rekening kan worden gebracht zijn voor zover bekend niet operationeel beschikbaar.

Het meest opvallende zijn de rechte glijvlakken. In de proeven zijn rechte glijvlakken gevonden. Echter in de rekenmodellen waar de vorm van het glijvlak vrij is, zoals eindige elementen methoden en het vrije mechanisme volgen Spencer wordt voor de proeven 1 en 2 ook cirkelvormige glijvlakken gevonden. In deze rekenmethoden geven de cirkelvormige glijvlakken de meest maatgevende situatie weer. De werkelijke bezwijkvlakken blijken dus anders dan de rekenmodellen. Mogelijk dat de treksterkte in veen hierin een rol speelt.

Vertalen:

In hoofdstuk 8 is inzichtelijk gemaakt dat er veel potentiële winst wordt voorzien met een betere beschrijving van het sterktegedrag van veen in het toetsen en versterken van waterkeringen. Een gefocussed, maar ook substantieel, onderzoekstraject dat leidt tot een beter sterkte model voor veen dient te worden gevolgd om de gevonden potentiële winst in een aantal jaar te kunnen verzilveren. Dit vervolgonderzoek bestaat uit een lange termijn spoor van een aantal jaar en is gericht op het opstellen van nieuwe modellen. Het tweede spoor is een korte termijn spoor en is gericht om met de huidige kennis en informatie al een aftapping te maken in de tussenliggende periode naar een praktisch en toepasbare werkwijze voor het toetsen van de stabiliteit van bestaande dijken en het ontwerpen van een dijkversterking op een veenondergrond.

In onderzoeksproject Sterkte en Belasting Waterkeringen, SBW, is een ruimte vrijgemaakt voor het opstellen van een visie hoe in de komende periode het onderzoek naar het sterktegedrag van veen vorm zou moeten krijgen.

De korte termijn vervolgactie die al opgestart is, is het uitvoeren van de zesde proef. Deze zal informatie opleveren van het gedrag van veen bij hogere spanningen. Hierbij ontstaat een completer beeld van het veengedrag, wat vooral voor veen onder de dijk en onder de berm aanvullende kennis is.

Een tweede vervolgactie die ook op de korte termijn zou moeten worden overwogen is het uitwerken en eventueel uitvoeren van een proefbelasting op het bestaande dijklichaam. Bij voorkeur zelfs tot en met een vorm van bezwijken en noodmaatregelen. Zo'n proefbelasting kent twee doelen. Het eerste doel is een ijking van de doorvertaling. Op basis van de ervaringen van de bezwijkproeven enerzijds en anderzijds op basis van bestaande rekenmodellen is concludeert dat een groot deel van het huidige traject Hoorn – Amsterdam in potentie al zou kunnen voldoen aan de gestelde eisen en dat daarmee geen dijkversterking

noodzakelijk zou zijn. In deze conclusie spelen de huidige rekenmodellen een grote rol, terwijl we ook geconstateerd hebben dat de huidige rekenmodellen niet beschrijven wat we in het veld zien optreden. De resultaten van de proefbelasting geven een verdere onderbouwing van de huidige veiligheid en potentieel te behalen winsten. Ten tweede geeft een proefbelasting inzicht in gemeten vervormingen van het dijklichaam. Indien wordt besloten de dijkversterking uit te stellen totdat nader onderzoek naar het gedrag van veen heeft geresulteerd in een nieuwe aanpak zal in de tussen liggende periode mogelijk aan de hand van monitoring van de thans afgekeurde dijkvakken het veiligheidsniveau worden gehandhaafd. Bij een dergelijke monitoring is het van belang dat duidelijk is waar in het dijklichaam moet worden gemeten en bij welke deformaties er een potentieel veiligheidsprobleem zou kunnen ontstaan.

Aanbevelingen:

Ook hier dient onderscheid te worden gemaakt tussen een lange termijn spoor en een korte termijn spoor. Daarnaast is het goed om met alle tot dusver gevonden resultaten aandacht te schenken aan een gedegen plan voor een vervolg, omdat de potentiële winst enorm is, maar de huidige veiligheid wel geborgd moet zijn en communiceerbaar naar betrokkenen.

In het lange termijn wordt in ieder geval voorzien dat de koppeling tussen vervormen en de gemobiliseerde schuifweerstand bij die vervormingen nader uitgezocht dient te worden. Hierbij is een uitwerking in numerieke rekenmethodieken met vervorming en bezwijken, zoals eindige elementen methoden nodig. Hierin zijn materiaalmodellen noodzakelijk waarin het vezelgedrag en scheurvorming beschreven kan worden. Ook zal moeten worden nagegaan hoe het aanwezige gas een rol speelt in het sterkte- en vervormingsgedrag.

Voor de korte termijn is het belangrijk met een goed onderbouwde praktisch alternatief voor het adviseren van werken met veen te ontwikkelen. Uit de proeven volgde dat het gebruik van de DSS proef hier een belangrijke keus zou kunnen zijn. Er zijn hierbij nog een aantal vragen over de uitvoering van de proef die dan op korte termijn uitgewerkt moeten worden. Daarnaast is een goede inpassing in de veiligheidsfilosofie van zo'n proef een belangrijke nu te zetten stap.

2 Zijn de nieuwe inzichten in de sterkte van dijken op veen zodanig afwijkend van de bij de praktijkproef betrokken bestaande theoretische modellen, laboratoriumproeven en prototype proeven dat heroverweging van deze modellen noodzakelijk is? Gaat het hierbij om heroverweging van de modellen, laboratoriumproeven en prototype proeven zelf of om een heroverweging van de modelparameters, faalmechanismen of andere zaken?

Met name voor de sterkte van veen bij lage spanningen is het antwoord: ja. Uit het onderzoek volgt dat de toepassing van de DSS proef waarbij het monster bij de terreinspanning is geconsolideerd voordat deze is afgeschoven in combinatie met de gebruikelijke rekenmethodieken goed aansluit bij de in het veld gevonden proefresultaten. Een conclusie met vergelijkbare strekking is ook getrokken in het SBW onderzoek Macrostabieleit. Hierbij wordt echter opgemerkt dat de proeven die zijn uitgevoerd bij de heersende terreinspanning alleen geldigheid hebben in het dwarsprofiel waar deze zijn uitgevoerd, omdat voor lage spanningen de belastingsgeschiedenis in het terrein dominant wordt voor de ontwikkelde sterkte. Tevens heersen op verschillende locaties in het dwarsprofiel andere terreinspanningen waardoor ook een duidelijk onderscheid moet worden gemaakt tussen proeven op monsters uit het achterland, onder de berm en onder de kruin. In de huidige werkwijze is het gebruikelijk om proevenverzamelingen op te stellen die toegepast kunnen worden langs het hele traject. Hiermee worden dus proefresultaten van de verschillen dwarsprofielen ook voor andere locaties gebruikt. In een werkwijze waarop de monsters zijn

geconsolideerd bij een specifieke terreinspanning, komend uit de belastingsgeschiedenis, is dit niet juist.

In het SBW onderzoek is getracht dit probleem te ondervangen door de sterkte-eigenschappen te normaliseren met de grensspanning, dit is (internationaal) een gebruikelijke werkwijze. Echter als gevolg van de grote gevonden spreiding in de grensspanningen leidde deze werkwijze tot in een lage rekenwaarde voor de sterkte en daarmee tot een lage berekende stabiliteit. De belastinggeschiedenis lijkt lokaal te variëren en de terreinspanning moet daardoor tot nu toe lokaal ook worden vastgesteld. Dit SBW onderzoek is nog niet afgerond. Het is dus voorsnog nog niet mogelijk om de gevonden resultaten uit het onderzoeksproject Dijken op Veen kunnen zo te verwerken dat kan worden gerekend met proefverzamelingen voor lange dijkstrekkingen. De mogelijkheden voor zo'n efficiëntieslag moet nader worden onderzocht. Voor kleine dijkstrekkingen en voor lastige trajecten lijkt het zo wie zo efficiënt om de mogelijkheid om per rekenprofiel de benodigde parameters te bepalen te doorlopen.

3 Welke (bestaande) theoretische modellen zijn voor de huidige en toekomstige situatie het meest geschikt voor praktijkgebruik, waarom zijn deze modellen het meest geschikt, hoeveel tijd is naar verwachting nodig om de modellen te valideren en inclusief toetsregels toepasbaar te maken?

Onderdeel van het onderzoek bestond uit het vergelijken van 7 thans beschikbare werkwijzen met de proefresultaten. Hieruit volgde dat een werkwijze gebaseerd op DSS proeven waarbij het monster is geconsolideerd bij de terreinspanning het beste aansluit bij de proefresultaten. Zoals al aangegeven wordt er veel potentiële winst voorzien met een betere beschrijving van het sterktegedrag van veen in het toetsen en versterken van waterkeringen. Een gefocussed, maar ook substantieel, onderzoekstraject dat leidt tot een beter sterkte model voor veen dient te worden gevolgd om de gevonden potentiële winst in een aantal jaar te kunnen verzilveren. Op de korte termijn moet de werkwijze die het meest geschikt is om in de dagelijkse ingenieurspraktijk in te zetten worden uitgewerkt. Het tijdspad, bij voldoende budget, van de nadere onderbouwing en uitwerking hiervoor wordt ingeschat op 2 à 3 jaar. Voor het lange termijn onderzoek zal de interactie tussen de vervormingen en de gemobiliseerde schuifweerstand een belangrijke rol spelen. Hiertoe is een nadere uitwerking van nieuwe materiaalmodellen noodzakelijk. Dit is een parallel, maar lange termijn spoor dat wordt ingeschat op orde 6 jaar met substantiële budgetten.

4 Aan welke technisch wetenschappelijke (kwaliteits)eisen moeten de opzet, uitvoering en het resultaat van de praktijkproef voldoen en hoe wordt dit geborgd?

Voor de beantwoording van deze vraag wordt verwezen naar de beantwoording van de vierde vraag ten behoeve van het praktisch doel.

5 In welke mate en in welke manier heeft de sterkte van veengrond invloed op de sterkte en het bezwijkgedrag van een daarop gelegen (vaak niet uit veen bestaand) dijklichaam (focus op de Markermeerdijken)?

Voor de beantwoording van deze vraag wordt verwezen naar de beantwoording van de zevende vraag ten behoeve van het praktisch doel.

6 In hoeverre is een (niet /niet uitsluitend uit veen bestaande) dijklichaam bestand tegen deformaties van de veen(onder)grond (focus op dijken aan het markermeer)?

Voor de beantwoording van deze vraag wordt verwezen naar de beantwoording van de achtste vraag ten behoeve van het praktisch doel.