Deltares

Dijken op Veen

Ontwerp containerproeven

Cor Zwanenburg

1203768-006

© Deltares, 2011, A

Deltares

Titel
Dijken op Veen

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Waterdienst	1203768-006	1203768-006-GEO-0001	48

Trefwoorden
Dijken op Veen, veldtest, grondgedrag, ontwerpberekeningen

Samenvatting
Het onderzoeksproject dijken op veen heeft tot doel het sterkte gedrag van veen ten behoeve van het toetsen van bestaande waterkeringen op stabiliteit te verbeteren. In het onderzoeksproject spelen veldwaarnemingen een belangrijke rol. Door een bezwijkvlak door veen in het veld te realiseren kan de sterkte van het veen worden bepaald. Deze veldwaarneming kan vervolgens worden vergeleken met de resultaten van de verschillende laboratoriumproeven. Op basis van deze vergelijking kan de potentiële winst kan zijn inzichtelijk worden gemaakt indien het sterktegedrag van veen beter wordt beschreven. De potentiële winst zal worden gekoppeld aan de geplande dijkversterking Amsterdam – Hoorn.

Het ontwerprapport beschrijft de ontwerpuitgangspunten en ontwerpberekeningen die ten grondslag liggen aan de proefopstelling waarmee de glijvlakken in de ondergrond worden opgewekt ten grondslag liggen. De opstelling bestaat uit een rij containers die van afstand met water kunnen worden gevuld. De containers bestaan uit 40 m^3 containers waarin een waterstand van ruim 2 m hoog kan worden aangebracht. Voor de containerrij wordt een ontgraving uitgevoerd op 1 m afstand van de containerrij, het talud heeft een helling van 1:1. De maximale ontgravingsdiepte is 3,5 m, de exacte ontgravingsdiepte zal aan de hand van metingen tijdens de ontgraving worden vastgesteld.

In het ontwerp ligt de nadruk op de die als eerste en tweede proef uitgevoerd. De proeven 3, 4 en 5 worden later uitgevoerd. Een consolidatieperiode maakt deel uit van deze proeven. Deze proeven worden verder gedetailleerd aan de hand van de resultaten van de eerste en tweede proef.

Een gedetailleerde beschrijving van de wijze waarop de proef wordt uitgevoerd is beschreven in het draaiboek & monitoringsplan. Naast het ontwerp en draaiboek & monitoringsplan wordt een predictie gerapporteerd.

Referenties
RWS/WD – 2011/1656, zaaknummer 31050474

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	okt. 2011	Cor Zwanenburg		Meindert Van		Harm Aantjes	

Status
definitief

Inhoud

1 Inleiding **1**
1.1 Achtergrond van de proeven 1
1.2 Doel van deze rapportage 2
1.3 Globale beschrijving van de proefopzet 2
1.4 Ontwerpvragen 3

2 Uitgangspunten en randvoorwaarden **5**
2.1 Beschikbare gegevens 5
2.2 Grondopbouw 5
2.3 Peilbuiswaarnemingen 6
2.4 Standaard afmetingen containers 6
2.5 Gehanteerde toetswaarde 6
2.6 Grondeigenschappen 9
2.6.1 Algemene toelichting 9
2.6.2 Volume gewicht 10
2.6.3 Sterkte eigenschappen 10
2.7 Overig 11

3 Stabiliteitberekeningen **13**
3.1 Relevante fasen 13
3.2 Globale berekeningen, Bishop 13
3.3 Nadere stabiliteitsanalyse Bishop 15
3.4 Stabiliteitsberekeningen methode LiftVan 16
3.5 Squeezing 17
3.6 Vergelijking met containerproef IJkdijk 20
3.7 Eindige Elementen berekeningen 22

4 Zettingsberekeningen **25**
4.1 Stijfheidseigenschappen 25
4.2 Berekeningsresultaten 26

5 Consolidatie **29**
5.1 Inleiding 29
5.2 Uitgangpunten 29
5.3 Resultaten, het zetting – en consolidatieverloop voor enkele containerrij 32
5.4 Resultaten, het zetting – en consolidatieverloop voor dubbele containerrij 36
5.5 Invloedszone onder containerrij 39

6 Beschrijving proefopzet **43**
6.1 Conclusies uit berekeningsresultaten 43
6.2 Beschrijving proefopzet 45
6.2.1 Enkelvoudig bezwijken 45
6.2.2 Gefaseerd bezwijken 45

7 Literatuur **47**

Bijlage(n)

A Stabiliteitsberekeningen met Eindige Elementen Methode **A-1**

B Ongedraineerde schuifsterkte bepaald uit veldsondemetingen **B-1**

C Veldvinwaarnemingen **C-1**

D Veldsondemetingen ter plaatse van de eerste containerproef **D-1**

E Peilbuiswaarnemingen **E-1**

F Geotechnisch lengteprofiel **F-1**

1 Inleiding

1.1 Achtergrond van de proeven

Het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en de Waterdienst van Rijkswaterstaat hebben het voornemen de beschrijving van het sterkte gedrag 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. Recent 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. 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 afgekeurd en dient versterkt te worden. Het versterkingsontwerp heeft 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. 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 en toch het geëiste veiligheidsniveau te garanderen.

Onderdeel van het onderzoek is de uitvoering van enkele 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. Deze veldwaarde van de sterkte kan vervolgens worden vergeleken met de laboratoriumproeven. Aan de hand van deze vergelijking kunnen een aantal vragen rondom de bepaling van de sterkte van veen worden beantwoord.

Dit rapport beschrijft het ontwerp van de voorbereidende veldproeven. Hoofdstuk 1 geeft het doel, de globale opzet van de proeven en de ontwerpvragen. Hoofdstuk 2 beschrijft grondeigenschappen waarop het ontwerp is gebaseerd. Hoofdstuk 3 beschrijft de berekeningen die betrekking hebben op de stabiliteit. Hoofdstuk 4 beschrijft de berekeningen die betrekking hebben op de zetting. Hoofdstuk 5 gaat specifiek in op het consolidatiegedrag van de ondergrond. Hoofdstuk 6 geeft een samenvatting waarin het definitief ontwerp van de proef wordt beschreven.

Naast dit ontwerprapport wordt een draaiboek, monitoringsplan en een predictie opgesteld.

1.2 Doel van deze rapportage

Het doel van de veldproeven is het bepalen van de veldsterkte van de veenlaag zoals deze langs een glijvlak wordt opgewekt. De waarde van de veldsterkte van veen dient vervolgens vergeleken te worden met de sterkte eigenschappen die met behulp van laboratoriumproeven en veldmeettechnieken zijn bepaald.

Het doel van deze rapportage is het vastleggen van de uitgevoerde ontwerpberekeningen, inclusief de bijbehorende uitgangspunten en randvoorwaarden en de onderbouwing van de keuzes die bij het opstellen van het ontwerp zijn gemaakt.

1.3 Globale beschrijving van de proefopzet

Om een glijvlak in de ondergrond te ontwikkelen is een belasting op die ondergrond noodzakelijk. De belasting dient op een veilige manier te worden aangebracht, dat wil zeggen dat het optreden van bezwijken geen gevaar mag vormen voor het uitvoerend personeel. Dit is gevonden in het gebruik van containers die op afstand gevuld kunnen worden met water.

Het opgewekte glijvlak dient voldoende overeenkomsten te hebben met een glijvlak dat optreedt bij het bezwijken van een dijklichaam. Hierbij gaat het niet alleen om de vorm van het glijvlak, maar ook om de spanningen in de ondergrond. Dit wordt bereikt door op korte afstand van de containerrij een sloot te graven. Het optredend glijvlak loopt van onder de container naar de sloot bodem. Opgemerkt wordt dat het hier gaat om een diepe ontgraving, in de orde van 2 tot 4 m. Dit is dieper dan dat de container hoog is.

Tijdens de uitvoering van de proef worden in de ondergrond de waterspanning en de horizontale verplaatsingen gemeten. Op basis hiervan kan een belasting – verplaatsingsdiagram worden getekend waaruit het verloop van de verplaatsingen naar bezwijken toe zichtbaar wordt.

De containers worden stapsgewijs gevuld zodat bij het optreden van bezwijken duidelijk is bij welk belastingniveau dit plaats vindt. De tijdsduur die voor het vullen van de containers nodig is, wordt bepaald door de gemeten vervormingen en vervormingssnelheden. Een volgende belastingstap wordt pas aangebracht als alle vervormingen tot rust zijn gekomen.

Een vergelijkbare proef is reeds eerder ter voorbereiding van de Macrostabiliteitsproef uit het IJkdijk programma uitgevoerd. Gebaseerd op de ervaring van deze proef is als globale opzet gekozen voor 1 rij van 4 containers per proef. Dit globale ontwerp wordt door middel van ontwerpberekeningen getoetst.

Kruip speelt een belangrijke rol bij het gedrag van veen. Als gevolg hiervan zal veen dat onder een dijklichaam aanwezig is een grotere sterkte kennen, dan veen dat zich aan de teen van de dijk bevindt. Dit verschil is belangrijk voor het goed begrijpen van het sterktegedrag van veen in relatie tot dijkstabiliteit. Om dit verschil goed vast te kunnen leggen worden proeven gedaan waarbij direct tot bezwijken wordt doorbelast en proeven waarbij de containers voor een deel worden gevuld waarna enige wachttijd wordt toegepast waarna de containers worden doorbelast tot bezwijken. Belangrijk bij de sterkte ontwikkeling is dat de consolidatie is afgerond en dat enige kruip is opgetreden.

Bij het opstellen van het onderzoeksplan is ervoor gekozen proeven uit te voeren met verschillende wachttijden. De eerste wachttijd is twee maanden. Deze wachttijd is vooral gekozen om voortijdig resultaten beschikbaar te hebben voor de afweging van het vervolg van het onderzoeksproject dijken op veen. Omdat twee maanden kort is ten opzichte van de

consolidatieperiode en een zeer beperkte kruiptijd weergeeft, wordt ook een proef uitgevoerd met een wachttijd van 8 maanden.

Om inzicht te krijgen in de reproduceerbaarheid van de proeven wordt zowel de proef waarbij direct tot bezwijken wordt belast als de proef met een wachttijd van 2 maanden in duplo uitgevoerd. De proef met een wachttijd van 8 maanden wordt in enkelvoud uitgevoerd.

1.4 Ontwerpvragen

Ontwerpuitgangspunt is dat de containers kunnen worden geplaatst zonder dat bezwijken optreedt. Het graven van de sloot is onderdeel van de proef. Deze zal dan ook stapsgewijs worden uitgevoerd. Ontwerpvragen bij het opstellen van het ontwerp zijn:

1. Wat zijn de benodigde afmetingen van de containers;
2. Wat zijn de benodigde afmetingen van de sloot;
3. Wat is de afstand tussen de containers en de sloot;
4. Is een enkele rij van 4 containers voldoende om bezwijken van de ondergrond te bewerkstelligen;
5. Wat is de zetting van de containers die 2 respectievelijk 8 maanden staan;
6. Wordt bij het doorbelasten van de gezette containers na 2 respectievelijk 8 maanden nog bezwijken verwacht?

2 Uitgangspunten en randvoorwaarden

2.1 Beschikbare gegevens

Ten behoeve van de praktijkproeven wordt een uitgebreid terrein- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd. Niet al het laboratoriumonderzoek was afgerond op het moment van het opstellen van het ontwerp van de proef. Dit is ook niet nodig. Een groot deel van het laboratoriumonderzoek wordt uitgevoerd ten behoeve van de analyse achteraf. Het ontwerp is opgesteld aan de hand van de volgende beschikbare informatie:

- De uitgevoerde veldwerkzaamheden, boringen, sonderingen etc. zoals gerapporteerd in “Geotechnisch onderzoek betreffende Praktijkproef Markermeerdijk opgesteld door Fugro Geoservices b.v. opdrachtnummer 2111-0004-000 d.d. augustus 2011;
- Tussentijdse resultaten van het laboratoriumonderzoek betreffende;
  - Boorprofielen
  - Volume gewichten van de booropbrengst, elke 20 cm voor de veenlaag elke meter voor de laag daaronder
  - Ongedraineerde schuifsterkte bepaald met hand torvane elke 20 cm in de veenlaag
  - Resultaten samendrukkingsproeven
  - Resultaten K_0-CRS proeven
- Peilbuiswaarnemingen voor de stijghoogte in de zand- en veenlaag.

Het uitgevoerde laboratoriumonderzoek zal later worden gerapporteerd in een apart factual report. Hierin zullen ook de voor het ontwerp gebruikte tussentijdse resultaten zijn opgenomen. De peilbuiswaarnemingen zijn opgenomen in de bijlage DV01 en DV02.

2.2 Grondopbouw

De grondopbouw is bepaald aan de hand van de uitgevoerde boringen en sonderingen. De boringen en sonderingen zijn verwerkt tot een geotechnisch lengteprofiel, zie bijlage G1. Het Geotechnisch lengteprofiel toont een behoorlijk homogene grondopbouw Dit komt de interpretatie van de proeven na afloop ten goede. De globale grondopbouw ziet er als volgt uit:

- een dunne toplaag van kleiig veen. De laag is enkele decimeters dik. Deze laag is ontstaan uit verwering van de top van de onderliggende veenlaag;
- een veenlaag met een dikte van 3,5 à 4 m dik;
- circa 6 m dikke kleilaag, afwisselend een humeuze laag met een siltige laag;
- een basisveenlaag van enkele decimeters dik;
- pleistocene zandlaag, de bovenzijde van deze laag is gelegen op circa NAP -11,5 m.

De maaiveldhoogte is circa NAP -1,40 m, de onderzijde van het Holocene, slappe, lagenpakket is gelegen op NAP -11,5 m. De totale dikte van het slappe lagenpakket is hiermee ca 10 m. De variatie in totale dikte is gering. Een iets geringere dikte, 9,5 m wordt gevonden bij sonderingen S03 en S05. Dit is het gevolg van natuurlijke variatie.

Het ontwerp richt zich specifiek op de eerste twee proeven. Dit zijn de proeven die ongedraineerd worden uitgevoerd. Bijlage G1, het geotechnisch lengteprofiel, geeft tevens een overzicht van de uitgevoerde onderzoekspunten. De locaties 15 en 16 zijn representatief

voor de eerste proef. Locatie 15 ter plaatse van de ontgraving, locatie 16 ter plaatse van de containerrij. Voor de tweede proef zijn dit locatie 27 respectievelijk 28.

2.3 Peilbuiswaarnemingen

Op het terrein zijn in een vroeg stadium twee peilbuizen geplaatst. De peilbuizen zijn aangeduid met PB01 en PB02, zie bijlagen DV01 en DV02. Peilbuis PB01 heeft een filter in de onderliggende zandlaag, NAP -14.88 m. Aan de hand van de waarnemingen uit de peilbuis is de stijghoogte in de onderliggende zandlaag vastgesteld. Peilbuis PB02 heeft een hoog geplaatst filter, NAP -2,43 tot - 3,53 m. De waarnemingen van deze peilbuis zijn gebruikt voor het vaststellen van de freatische lijn. De onderstaande tabel geeft de gemiddelde stijghoogte gedurende de periode 20 juli 2011 tot en met 31 augustus 2011. De variaties in de stijghoogte waren, zowel voor de diepe als de ondiepe peilbuis, in die periode gering, enkele centimeters. Het is opvallend dat in de pleistocene zandlaag de stijghoogte lager ligt dan het freatisch peil in de bovenliggende veenlaag. Het gebied is hiermee een inzijgingsgebied.

peilbuis	Stijghoogte [NAP m]
PB01 (Pl zand)	-2,10
PB02 (freatisch)	-1,65

Tabel 2.1 Gemiddelde stijghoogte peilbuizen, periode 20 juli 2011 tot en met 31 augustus 2011.

Het slootpeil in de omringende sloten was op 20 juli NAP -1,60 m. Gedurende de meetperiode werd in het Markermeer het zomerpeil gehanteerd, deze is NAP -0,20 m.

2.4 Standaard afmetingen containers

De ontwerpberekeningen moeten duidelijk maken in welke configuratie de containers worden geplaatst en welke containerafmetingen nodig zijn. Hierbij wordt uitgegaan van standaard beschikbare containers. Na eerste oriënterende berekeningen is er voor gekozen het ontwerp verder uit te werken aan de hand van twee typen containers. De onderstaande tabel geeft de specificaties van beide typen. In het vervolg worden de containers aangeduid met hun volume; 20 m^3 containers respectievelijk 40 m^3 containers. Aan de hand van de ontwerpberekeningen wordt een keuze gemaakt. Deze is nader beschreven in hoofdstuk 6.

Volume [m^3]	Breedte [m]	Lengte [m]	Hoogte [m]	Oppervlak [m^2]	massa [kg]	gewicht leeg [kN/m^2]	gewicht vol [kN/m^2]
20	2,3	6	1,60	13,8	2800	1,99	17,70
40	2,3	7	2,40	16,1	4800	2,92	26,51

Tabel 2.2 Standaard afmetingen containers

Tijdens het vullen dienen de containers onderling te zijn gekoppeld, zodat de containers zich gelijkmatig vullen en er zich geen verschillen in waterstand tussen de containers voordoen.

2.5 Gehanteerde toetswaarde

Een regulier ontwerp van een dijkversterking is gebaseerd op veilige waarden van de sterkte-eigenschappen. Deze rekenwaarden omvatten onzekerheid als gevolg van spreiding van sterkte-eigenschappen, modelonzekerheid en gewenst veiligheidsniveau. Het ontwerp van de proeven wordt opgesteld op basis van verwachtingswaarden van de sterkte-eigenschappen. Immers in het ontwerp van de proef dient het moment van bezwijken zo goed mogelijk te worden benaderd. Om voldoende zekerheid te hebben over het slagen van de proef zal

vervolgens een gevoeligheidsanalyse worden toegepast. De gevoeligheidsanalyse bestaat uit het berekenen van de stabiliteit van de constructie voor een range in sterkte eigenschappen. De resultaten worden in grafiekvorm gepresenteerd, zodat een goed beeld van de onder- en bovengrens ontstaat.

Naar mate er meer informatie uit het veld- en laboratoriumonderzoek beschikbaar komt, kunnen er meer geavanceerde berekeningsmethoden worden toegepast. In de eerste fase van het ontwerp zullen analytische modellen een grote rol spelen, zoals de methode Bishop / LiftVan voor glijvlak analyses. Met deze rekentechnieken worden eerst een groot aantal berekeningen uitgevoerd, waarna enkele situaties met eindige elementen methoden verder worden uitgewerkt.

De containerrij is relatief klein. De glijvlakken die worden opgewekt zullen dan ook beperkte afmetingen hebben. De wrijving langs de kopvlakken zal een grote rol spelen. Deze wrijving wordt niet in de reguliere rekenprogrammatuur meegenomen. Bij het ontwerp van de proeven dient dit met versterkend 3-D effect rekening te worden gehouden. Dit zal worden gedaan door de stabiliteit en de proeffasen waarin bezwijken wordt verwacht te toetsen aan een evenwichtsfactor kleiner dan 1,0 Uitgangspunt hierbij is dat berekeningen met verwachtingswaarde van de sterkte bij afwezigheid van het 3D effect, zeer brede glijvlakken, bezwijken voorspellen bij een berekende evenwichtfactor van 1,0 of lager. Voor het vaststellen van de maximale evenwichtsfactor waarvoor, rekening houdend met 3D effecten, bezwijken mag worden verwacht wordt gebruik gemaakt van ervaringen uit voorgaande bezwijkproeven.

In zowel de voorbereiding als de analyse van de Bergambachtproef is veel aandacht besteed aan het 3D effect [GeoDelft, 2002]. In bijlage 6.1, uit [GeoDelft, 2002], is de invloed van het 3D effect gelijkgesteld aan de verhouding van de oppervlakken. Het ene oppervlak is het oppervlak van het berekende glijvlak met het 2D rekenmodel vermenigvuldigd met de breedte van de afschuiving. Het andere oppervlak is de sommatie van de oppervlakken van de beide kopvlakken.

Evenwicht wordt gevonden indien de weerstand biedende kracht, *W/SF* gelijk is aan de aandrijvende kracht, *A*;

$$SF = \frac{W}{A} \tag{2.1}$$

Hierin is SF de berekende evenwichtsfactor. Voor 2D situaties is *W* de weerstand langs het glijvlak per strekkende meter en *A* de aandrijvende kracht per strekkende meter. Voor een 3D beschouwing is de totale weerstand en aandrijving van belang. Deze worden gevonden door *W en* A te vermenigvuldigen met de breedte van de afschuiving, *b.* Daarnaast dient de wrijving van de afschuivende mootgrond langs de kopvlakken, W_k in rekening te worden gebracht. Voor evenwicht geldt:

$$SF = \frac{bW + W_k}{bA} = 1,0 \tag{2.2}$$

De weerstand van de kopvlakken is niet bekend. Aangenomen wordt dat de verhouding van de bijdrage van de weerstand langs de kopvlakken ten opzichte van de weerstand langs de onderzijde van het glijvlak gelijk is aan de verhouding van de oppervakken. Hieruit volgt een 3D factor, γ_{3D}:

$$\gamma_{3D} = \frac{O_{2D} + 2 \times O_k}{O_{2D}} = \frac{bW + W_k}{bW} \tag{2.3}$$

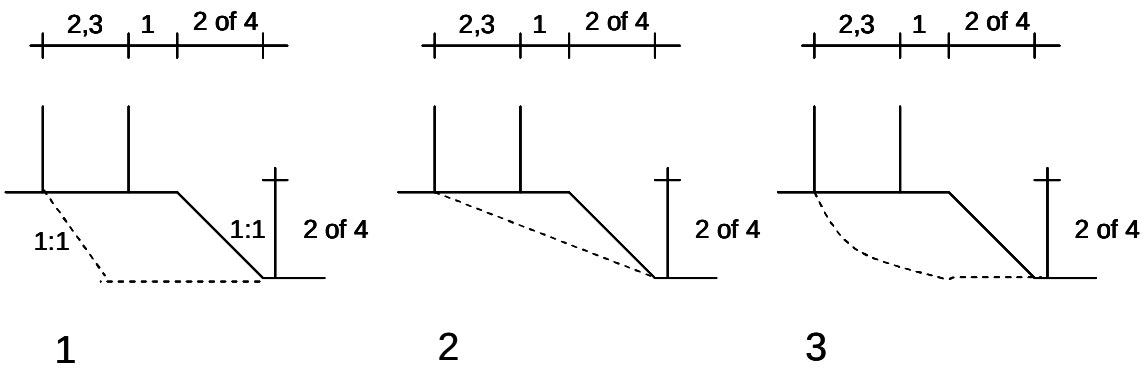
Hierin is O_{2D} het oppervlak van het berekende 2D glijvlak onder aanname van een bepaalde breedte en O_k het oppervlak van de kopvlakken. Uit het combineren van de vergelijking 2.2 en 2.3 volgt:

$$SF = \frac{bW\gamma_{3D}}{bA} \quad \rightarrow \quad \frac{W}{A} = \frac{SF}{\gamma_{3D}} \tag{2.4}$$

De vergelijkingen (2.1) tot en met (2.4) geven aan het 3D effect in 2D berekeningen in rekening kan worden gebracht door de berekende evenwichtsfactor SF te delen door de factor γ_{3D} . Indien voor een 2D situatie instabiliteit wordt verwacht bij een berekende evenwichtsfactor SF ≤ 1,0 dan wordt, rekeninghoudend met 3D effect, bezwijken verwacht vanaf SF ≤ $1/\gamma_{3D}$, waarbij SF de berekende evenwichtsfactor bepaald met een 2D analyse weergeeft.

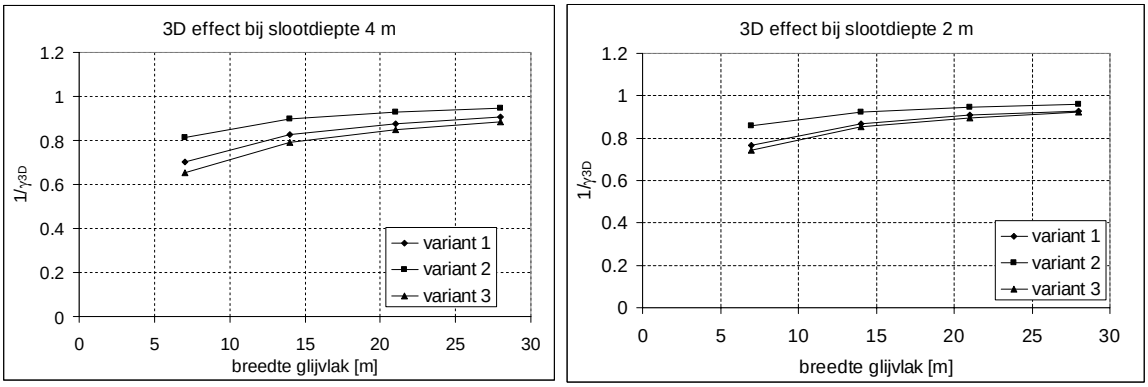
Bij de bepaling van γ_{3D} worden een aantal vereenvoudigingen en aannamen gedaan. Ten eerste wordt aangenomen dat de kopvlakken loodrecht op het (berekende) 2D vlak staan. Dit houdt in dat de afgeschoven moot grond bestaat uit een hoekig blok grond. Ten tweede wordt ervan uitgegaan dat de weerstand langs de glijvlakken homogeen is verdeeld en dat de extra weerstand door de kopvlakken gelijk is aan de toename van het oppervlak waarlangs de moot grond moet afschuiven. Ten derde wordt in de dagelijkse ingenieurspraktijk de stabiliteit berekend aan de hand van momentevenwicht, methode Bishop. Voor de kopvlakken betekent dit dat weerstand van een dieper deel meer bijdraagt aan de totale weerstand dan weerstand van een ondieper gelegen deel. Immers de afstand tot het middelpunt is voor het dieper gelegen deel groter. Dit wordt niet meegenomen in de bovenstaande analyse. Overigens sluit de bovenstaande analyse wel aan bij de beschouwing van het horizontaal evenwicht.

De drie opmerkingen hier boven geven aan dat het hier gaat om een globale indruk van het 3D effect. Ten behoeve van het ontwerp van de containerproeven zijn voor drie typen glijvlakken de 3D factor bepaald.



Figuur 2.1 Drie potentiële glijvlaktypen onder container

Figuur 2.1 toont de drie glijvlaktypen die bij de bepaling van het 3D effect in beschouwing zijn genomen. Het eerste type is een recht glijvlak dat vanuit de achterzijde van de container onder een helling van 1:1 verloopt. Ter hoogte van de onderzijde van de ontgraving is het glijvlak horizontaal. Het tweede type verloopt van de achterzijde van de container naar de onderzijde van de sloot. Het derde type is onder de container cirkelvormig tot het niveau van de onderzijde van de ontgraving. Daarna verloopt het glijvlak horizontaal naar de ontgraving.



Figuur 2.2 3D factor, $1/\gamma_{3D}$, als functie van glijvlakbreedte

Figuur 2.2 toont het verloop van $1/\gamma_{3D}$ als functie van glijvlakbreedte. Voor de grote breedtes nadert $1/\gamma_{3D}$ de waarde 1,0 de bijdrage van wrijving langs de kopvlakken wordt verwaarloosbaar.

Bij het opstellen van het ontwerp van de containerproef wordt verwacht dat een glijvlak ter breedte van circa 2 containers wordt opgewekt. Deze verwachting is gebaseerd op de resultaten van de eerder uitgevoerde container proef ter voor bereiding van de IJkdijk macrostabiliteitsproef. Voor een breedte van het glijvlak gelijk aan 1 of 2 containers, 7 respectievelijk 14 m, is de bijdrage van de wrijving langs de kopvlakken duidelijk zichtbaar. Figuur 2.2 geeft voor deze lengten een waarde voor $1/\gamma_{3D} \geq 0.8$. In het ontwerp is daarom voor de analytische, 2D, berekeningen aangehouden dat bezwijken mag worden verwacht indien voor de berekende evenwichtsfactor geldt SF ≤ 0.8.

Elk rekenmodel is een vereenvoudiging van de werkelijkheid. Hiermee wordt een modelonzekerheid geïntroduceerd. In de dagelijks ingenieurspraktijk van het toetsen van waterkeringen wordt dit verdisconteerd met een modelfactor. De modelfactor verlaagt de berekende evenwichtfactor om zo ten behoeve van de toetsing de modelonzekerheid te ondervangen. In dit rapport wordt een proef ontworpen waarbij de opstelling veilig moet kunnen worden opgebouwd, maar tijdens de belastingsfase bezwijken dient op te treden. Het toepassen van een modelfactor, conform de werkwijze van het toetsen van waterkeringen, geeft voor deze situatie een vertekend beeld. Er is geen modelfactor toegepast.

Om toch voldoende rekening te houden met modelonzekerheid zijn berekeningen met verschillende berekeningsmodellen uitgevoerd. In paragraaf 3.4 worden de resultaten van de stabiliteitsberekeningen met de methode LiftVan gepresenteerd. Hier wordt, ter vergelijking met de berekeningresultaten met de methode Bishop, ook de evenwichtsfactoren inclusief de modelfactor gepresenteerd.

2.6 Grondeigenschappen

2.6.1 Algemene toelichting

Tegelijkertijd met het opstellen van het ontwerp van de proeven is de uitvoering van het laboratoriumonderzoek gestart. Dit houdt in dat slechts zeer beperkt gebruik gemaakt kan worden van laboratoriumresultaten. De grondopbouw en sterkte parameters zijn voornamelijk uit het uitgevoerde veldwerk ontleend. Achteraf is een vergelijking gemaakt tussen de sterkte-eigenschappen bepaald uit het velonderzoek en de eerste resultaten van de sterkte proeven uit het laboratoriumonderzoek. Het laboratoriumonderzoek is gestart met samendrukkings-

proeven. De resultaten van de samendrukkingsproeven zijn gebruikt voor de parameter-bepaling ten behoeve van de zettingsberekeningen.

2.6.2 Volume gewicht

De volumieke gewichten zijn bepaald aan de hand van de booropbrengsten. Per 20 cm is van de eerste 5 meter het volumegewicht van veen bepaald. Van het resterende deel zijn de volumegewichten per meter bepaald. De bepaling van het volumegewicht van de veenmonsters leidde regelmatig tot onrealistische waarnemingen, waarbij een lager volumegewicht dan het volumegewicht van water werd gevonden. Dit kan het gevolg zijn van het onverzadigd raken van het monster door het leeglopen van de grote poriën en kan het gevolg zijn van een niet constante diameter van de boring. Voor het veen is een volume gewicht gekozen van 10 kN/m^3. Hiermee is het gewicht van het veen vrijwel gelijk aan het gewicht van water waardoor de effectieve spanningen verwaarloosbaar zijn. In eerste oriënterende berekeningen, paragraaf 3.2 is vooruitlopend op de beschikbaarheid van de laboratoriumproef-resultaten gebruik gemaakt van afwijkende volume gewichten.

2.6.3 Sterkte eigenschappen

De sterkte eigenschappen zijn ontleent aan het terreinonderzoek, ondersteund door enkele laboratoriumproeven. Een belangrijke bron van informatie voor het bepalen van de sterkte eigenschappen van de ondergrond vormt de interpretatie van de sonderingen en bolsonde metingen. De ongedraineerde schuifsterkte is bepaald conform vergelijking 2.5.

$$q_t = q_c + (1-a)u_2$$
$$s_u = \frac{q_t}{N_{kt}} \qquad (2.5)$$

Waarin:

- q_t = sondeerweerstand gecorrigeerd voor waterspanning
- q_c = ongecorrigeerde sondeerweerstand
- (1-*a*) = vormfactor afhankelijk van conusvorm, voor de hier toegepaste reguliere sonderingen (1-*a*) = 0,86
- u_2 = waterspanning direct boven de punt gemeten
- s_u = ongedraineerde sterkte
- N_{kt} = correlatie factor, N_{kt} = 14

En voor de bolsondemetingen:

$$s_u = \frac{q_{bol}}{N_{bol}} \qquad (2.6)$$

Waarin:

- q_{bol} = weerstand bolsonde meting
- N_{bol} = correlatie factor, N_{bol} = 8.4.

De relatie (2.5) en (2.6) zijn in de literatuur veel aangehaalde relaties voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte uit veldsonde metingen. De waarden voor N_{kt} en N_{bol} zijn ontleend aan [Deltares, 2008[a]]. In dit onderzoek is een vergelijking gemaakt tussen veldsondemetingen, laboratoriumproeven en veldvinproeven voor twee locaties waarvan 1 langs de Markermeerdijk, ter hoogte van dijkpaal 63. Enkele karakteristieke resultaten zijn weergegeven in bijlagen 1 en 3. In sommige internationale literatuur wordt aangeraden de sondeerweerstand te corrigeren voor het spanningsniveau. In de hier besproken situatie is de totaalspanning laag en kent enige onzekerheid. [Deltares, 2007] laat zien dat voor dergelijke gevallen het corrigeren voor het spanningsniveau leidt tot een toename van de spreiding in de gevonden waarden voor s_u. Deze correctie is hier dan ook niet toegepast.

Behalve de veldsondemetingen zijn ook de resultaten van de veldvinproeven beschikbaar. De metingen zijn uitgevoerd conform NEN5106. Dit levert een pieksterkte op, aangeduid met ongeroerde sterkte en een sterkte bij grote vervormingen, aangeduid met geroerde sterkte. De veldvinproeven zijn in het midden van de geplande ontgravingen uitgevoerd. Het geotechnisch lengteprofiel, bijlage G1, geeft ook een overzicht van de locaties van de uitgevoerde punten. De veldvinproeven zijn uitgevoerd op de locaties 3, 9, 15, 21 en 27. De veldvinproeven zijn uitgevoerd met een diepte interval van 0,5 m in de veenlaag en 1,0 m in de onderliggende kleilaag. De resultaten zijn weergegeven in bijlage C.

Bijlage D presenteert de ongedraineerde schuifweerstand, bepaald aan de hand van de veldsondemetingen, voor de eerst geplande containerproef. De onderzoekspunten op locatie 16 zijn ter plaatse van het midden van de containerrij uitgevoerd, punt 15 in het midden van de bijbehorende ontgraving. Bijlage 3 toont de grote spreiding in resultaten. Opvallend is dat de bolsonde metingen in de veenlaag een groot verschil laten zien. Bolsonde meting 15a toont een hogere sterkte in de veenlaag dan bolsonde meting 16a. In de kleilaag komen beiden goed overeen. De interpretatie van de reguliere sonderingen toont veel kleinere verschillen, waarbij in de veenlaag sondering 16 een enigszins grotere sterkte aangeeft dan sondering 15.

De veldvinproeven geven in de veenlaag, ten opzichte van de andere metingen, een hoge waarde weer. In de kleilaag komen de veldvinproeven goed overeen met de bolsondemetingen. De veldvinproeven zijn uitgevoerd op locatie 15. De torvane waarden uit monsters van boring 15d geven een ondergrenswaarde zowel voor de veenlaag als voor de kleilaag. Uit de data kan niet worden geconcludeerd dat er een verschil in sterkte is ter plaatse van de containers, locatie 16 ten opzichte van de ontgraving, locatie 15. Ten behoeve van de eerste containerproef wordt dan ook geen onderscheid gemaakt tussen de sterkte onder de container en naast de containers.

Uit alle metingen volgt een hoge sterkte voor de toplaag. Dit is de laag boven de grondwaterstand. Onder deze stevige korst, met een dikte van circa 0,5 m, volgt het slappe veen. De sterkte in de veenlaag verloopt van circa 7,5 kN/m^2, bepaald met de Torvane proeven tot 17,5 kN/m^2 voor de bolsonde meting ter plaatse van locatie 16. Uitzondering hierop is de diepte NAP -2,5 m waar in bolsondemeting 16a een sterkte tot 25 kN/m^2 wordt gevonden.

2.7 Overig

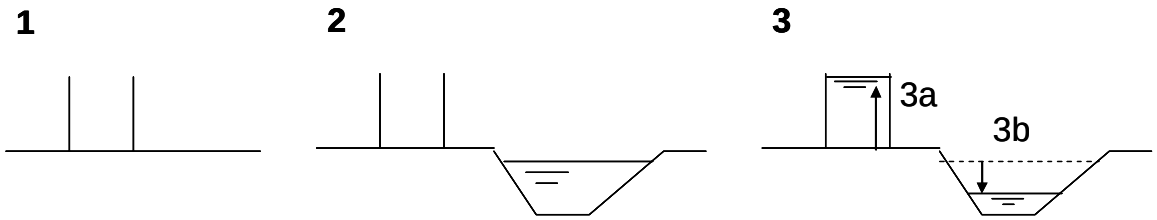
De analytische stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd met het computerprogramma D-GeoStability versie 10.1. Dit programma is de opvolger van het computerprogramma MStab. In dit programma zijn verschillende methoden beschikbaar. Tenzij anders vermeld wordt gebruik gemaakt van de methode Bishop. Paragraaf 3.5 beschrijft de resultaten van squeezingberekeningen. Deze berekeningen zijn uitgevoerd in het spreadsheet programma Excel.
De eindige elementen berekeningen zijn uitgevoerd met Plaxis versie 9.0. De verdere specificaties van de eindige elementen berekeningen zijn gegeven in paragraaf 3.7, hoofdstuk 5 en bijlage A, waar de resultaten worden besproken.

De zettingsberekeningen zijn uitgevoerd met het computerprogramma D-Settlement versie 9.2. Dit is de opvolger van het programma MSettle.

3 Stabiliteitberekeningen

3.1 Relevante fasen

De proef opstelling dient veilig te kunnen worden opgebouwd en vervolgens gecontroleerd tot bezwijken worden gebracht. Op hoofdlijnen kan de proef in drie fasen worden onderverdeeld, zie Figuur 3.1.



Figuur 3.1 Indeling proef op hoofdlijnen

De eerste fase bestaat uit het plaatsen van de container op het veld. De tweede fase bestaat uit het graven van de sloot. In de eerste en tweede fase dient bezwijken niet op te treden. In de derde fase dient bezwijken wel op te treden. Om dit te realiseren staan twee maatregelen ter beschikking. Deze zijn het vullen van de containers met water en het verlagen van het slootpeil. Fase 3 kan dan ook worden onderverdeeld in fase 3a; het vullen van de containers en 3b het verlagen van het slootpeil.

3.2 Globale berekeningen, Bishop

Voor een eerste globale controle van de afmetingen is een serie berekeningen uitgevoerd, gebaseerd op sondering 9. Nna afronding van het totale veldwerk bleek deze sondering een ondergrenswaarde van de verwachte sterkte weer te geven. Uit de sondeerweerstand is de ongedraineerde schuifsterkte bepaald. Aan de hand van verloop van de ongedraineerde schuifweerstand in de diepte is een indeling gemaakt met lagen met min of meer constante sterkte, zie Tabel 3.1. De berekeningen zijn uitgevoerd met de methode Bishop.

	top [NAP m]	onder [NAP m]	γ^a [kN/m^3]	φ [^{o}]	c [kN/m^2]	s_u [kN/m^2]
Toplaag	-1,33	-1,80	15[b]	n.v.t.	n.v.t.	50
veen 1	-1,80	-2,80	13[c]	n.v.t.	n.v.t.	10
veen 2	-2,80	-3,50	11	n.v.t.	n.v.t.	8
veen 3	-3,50	-6,70	10,5	n.v.t.	n.v.t.	5
humeuze klei	-6,70	-7,60	15	n.v.t.	n.v.t.	15
Klei,1	-7,60	-8,30	17	n.v.t.	n.v.t.	50
Klei,2	-8,30	-9,80	17	n.v.t.	n.v.t.	25
Klei,3	-9,80	-11,3	17	n.v.t.	n.v.t.	20
Basisveen	-11,3	-11,60	12	n.v.t.	n.v.t.	50
zand	-11,60	-13,3	19	30	0	n.v.t

Tabel 3.1 Schematisatie van de bodemopbouw

[a] de berekeningen zijn uitgevoerd met de geschatte waarden van het volumiek gewicht, metingen van volumiek gewicht kwamen later beschikbaar

[b] voor onverzadigd volumiek gewicht is aangehouden γ = 13 kN/m^3

[c] voor onverzadigd volumiek gewicht is aangehouden γ = 11 kN/m^3

Afstand container insteek slootrand
In deze berekening is uitgegaan van een waterpeil met een hoogte van 1m boven het ontgravingsniveau, mv-2,7m, NAP-4m.
De berekende evenwichtsfactor voor de verschillende afstanden tussen de container en de sloot (l = 1 m, 2 m, en 3 m) zijn in de navolgende tabellen aangegeven. Hierbij is een ontgravingsdiepte van mv – 3,7 m aangehouden.

20 m^3 containers

waterpeil in de sloot	**leeg; naast de sloot**			**vol; naast de sloot**		
[m + bodemhoogte sloot]	l = 1m	l = 2m	l = 3m	l = 1m	l = 2m	l = 3m
1,0 m	1,02	1,01	1,01	0,73	0,74	0,75

40 m^3 containers

waterpeil in de sloot	**leeg; naast de sloot**			**vol; naast de sloot**		
[m + bodemhoogte sloot]	l = 1m	l = 2m	l = 3m	l = 1m	l = 2m	l = 3m
1,0 m	1	0,99	0,99	0,63	0,64	0,65

Tabel 3.2 Rekenresultaten oriënterende berekeningen sloot afstand, l = afstand container - sloot

Tabel 3.2 laat zien dat het variëren van de afstand tussen de insteek van de sloot en de containerrand van 1 tot 3 m slechts een zeer beperkte invloed op de berekende stabiliteit heeft. Tabel 3.1 is gekozen voor een afstand van 1 m. Dit is niet verder geoptimaliseerd.

Bepaling diepte ontgraving
Deze serie berekeningen gaat over het bepalen van de diepte van de ontgraving. Hierbij wordt gekozen voor een afstand tussen de container en de sloot van 1 m. Onduidelijk is of de waterstand in de sloot significant verlaagd kan worden. Vandaar dat er berekeningen worden gemaakt met een waterpeil in de sloot gelijk aan polderpeil en berekeningen met een verlaging tot 0,5 m boven de slootbodem. In alle berekeningen zijn de containers gevuld met water. In de berekeningen is gevarieerd met de ontgravingsdiepte mv-1,5m, mv-2m, mv-3m, mv-4m. Vervolgens is voor elk van deze ontgravingsdiepten een berekening uitgevoerd met een gevulde ontgraving en met verlaagd waterpeil in de ontgraving. Tot slot zijn de berekeningen uitgevoerd voor zowel en 20m^3 als een 40m^3 container

container type	**ontgraving**	**slootpeil**	**SF situatie 2**	**SF situatie 3**
20 m^3	mv - 1 m	polderpeil	5,26	1,96
20 m^3	mv - 1 m	mv -1 m	5.26	1.96
40 m^3	mv - 1 m	polderpeil	4,84	1,46
40 m^3	mv - 1 m	mv – 1 m	4,84	1,46
20 m^3	mv - 2 m	polderpeil	3,33	1,48
20 m^3	mv - 2 m	mv -1.5 m	1,98	1,18
40 m^3	mv - 2 m	polderpeil	3,11	1,11
40 m^3	mv - 2 m	mv -1.5 m	1,91	0,93
20 m^3	mv - 3 m	polderpeil	2,68	1,27
20 m^3	mv - 3 m	mv – 2,5 m	1,20	0,82
40 m^3	mv - 3 m	polderpeil	2,53	0,98
40 m^3	mv - 3 m	mv – 2,5 m	1,18	**0,69**
20 m^3	mv - 4 m	polderpeil	2,42	1,21
20 m^3	mv - 4 m	mv – 3,5 m	0,86	**0,66**
40 m^3	mv - 4 m	polderpeil	2,29	0,95
40 m^3	mv - 4 m	mv -3,5 m	0,85	**0,57**

Tabel 3.3 Berekende evenwichtsfactoren globale berekeningen

Paragraaf 2.5 beschrijft dat bezwijken mag worden verwacht indien met een 2D analyse een berekende evenwichtsfactor SF ≤ 0,8 wordt gevonden. Deze waarden zijn vetgedrukt in Tabel 3.3. De tabel laat zien dat alleen met een diepe ontgraving in combinatie met een verlaagd waterpeil bezwijken mag worden verwacht. Op basis van deze berekeningen wordt uitgegaan van de grootste type container, de 40 m^3 container.

3.3 Nadere stabiliteitsanalyse Bishop

Zoals getoond in bijlage 1 tot en met 3 geeft de interpretatie van de veldwerkzaamheden een grote spreiding in resultaten te zien. De ongedraineerde sterkte varieert grofweg van 7,5 kN/m^2 tot 17,5 kN/m^2. De gemiddelde waarde van de ongedraineerde sterkte uit de verschillende metingen ligt rond de 12,5 kN/m^2. In de nadere stabiliteitsanalyse zijn een aantal berekeningen uitgevoerd waarbij is gevarieerd met de waarde van de ongedraineerde sterkte. Hierbij is voor de veenlaag in waarde ingevoerd en in de opeenvolgende berekeningen gevarieerd naar s_u = 5, 10 en 15 kN/m^2. De resultaten zijn weergegeven in de onderstaande tabel.

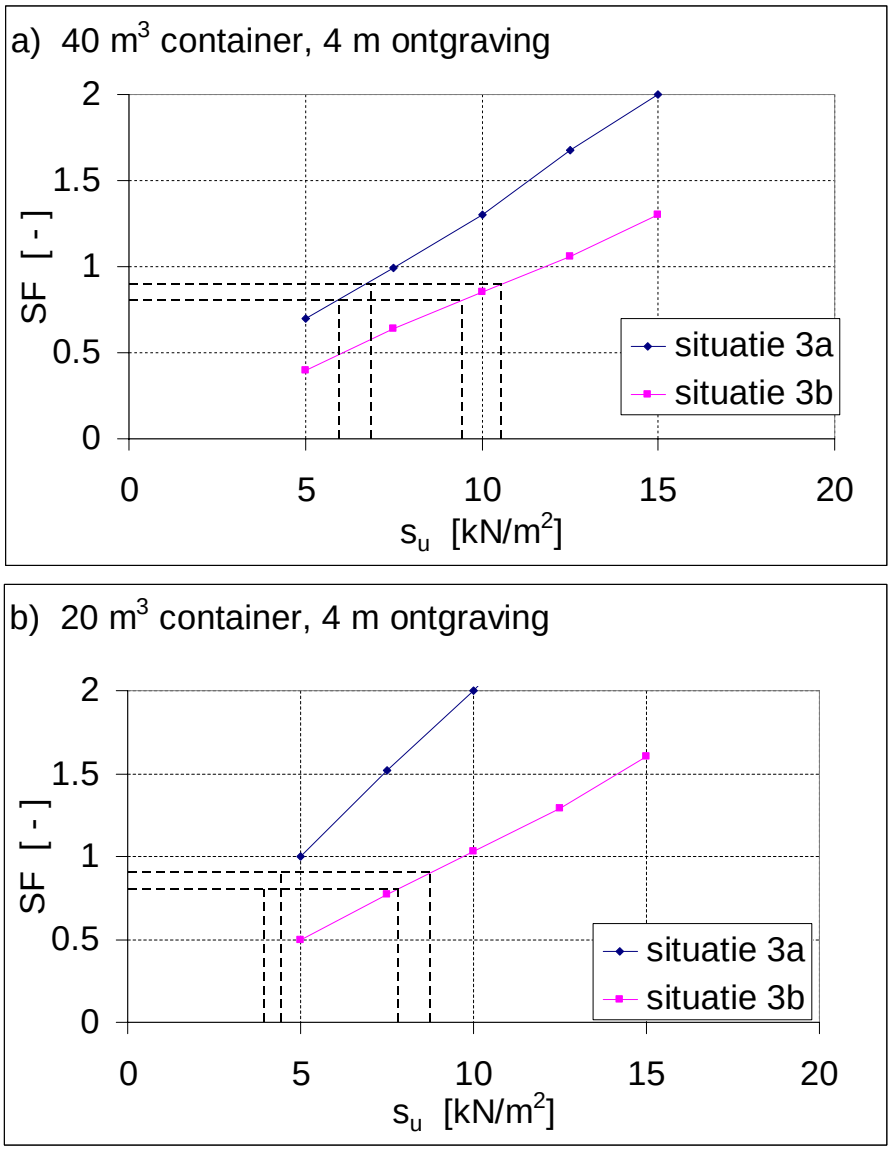
container	situatie	s_u = 5 kN/m^2	s_u = 10 kN/m^2	s_u = 15 kN/m^2
40 m^3	3a	0,7	1,3	2,0
40 m^3	3b	0,4	0,9	1,3
20 m^3	3a	1,0	2,0	3,0
20 m^3	3b	0,5	1,1	1,6

Tabel 3.4 Berekende evenwichtsfactor, SF [-], als functie van de gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte langs het glijvlak bij een ontgraving tot mv – 4 m.

Figuur 3.2 geeft de grafiek van de berekende waarden uit Tabel 3.5. De grafieken leiden tot een lineaire relatie voor de range van berekenden waarden, zoals Figuur 3.2 laat zien. Hierdoor is interpolatie mogelijk. Uit Figuur 3.2 is bepaald welke waarde van s_u leidt tot een berekende evenwichtsfactor van SF = 0,8, respectievelijk SF = 0,9. Dit is aangegeven met stippellijnen in Figuur 3.2. De waarden zijn gepresenteerd in Tabel 3.5.

container	situatie	s_u [kN/m^2] SF = 0,8	s_u [kN/m^2] SF = 0,9
40	3a	5,97	6,87
40	3b	9,44	10,56
20	3a	3,97	7,81
20	3b	4,46	8,73

Tabel 3.5 Benodigde ongedraineerde schuifweerstand s_u in [kN/m^2] voor het bereiken van de berekende evenwichtsfactoren SF = 0,8 respectievelijk 0,9.



Figuur 3.2 Berekende evenwichtsfactoren als functie van de ongedraineerde schuifsterkte su. De gestippelde lijnen geven de waarden behorend bij een evenwichtsfactor van SF = 0,8 respectievelijk 0,9

Figuur 3.2 en Tabel 3.5 laten zien dat uit de Bishop analyses volgt dat gemiddeld langs het glijvlak een s_u groter dan circa 10 kN/m^2 tot een stabiele situatie leidt. In dat geval zal een gevulde grootste beschikbare container met een leegstaande diepste ontgraving niet tot bezwijken leiden. Gezien de spreiding in sterkte eigenschappen, gepresenteerd in bijlage 1 tot en met 3, kan worden gesteld dat rekening moet worden gehouden met het niet bezwijken van een opbouw bestaande uit een gevulde 40 m^3 container in combinatie met een bemalen 4 m diepe ontgraving.

3.4 Stabiliteitsberekeningen methode LiftVan

De methode LiftVan [Deltares 2011] kent meer vrijheidsgraden dan de methode Bishop. De methode LiftVan heeft de optie een recht glijvlak tussen het actieve en passieve deel van het glijvlak in rekening te brengen. Hierdoor kan een meer gecompliceerd glijvlak worden berekend dan een cirkelvormig glijvlak. Indien voor de beschouwde situatie een Bishop type glijcirkel, zonder een horizontale component maatgevend is zullen de resultaten van de

berekeningen met de methode LiftVan convergeren naar de Bishop resultaten. De methode LiftVan wordt voornamelijk toegepast bij opdrijfberekeningen. Echter de methode is ook voor andere situaties toepasbaar. Ter controle of andere dan perfect cirkelvormige glijvlakken maatgevend zijn, zijn enkele berekeningen met de methode LiftVan uitgevoerd.

container	situatie	SF [-]
40 m^3	3a	1,31 (1,25)
40 m^3	3b	0,86 (0,82)
20 m^3	3a	1,98 (1,88)
20 m^3	3b	1,04 (0,99)

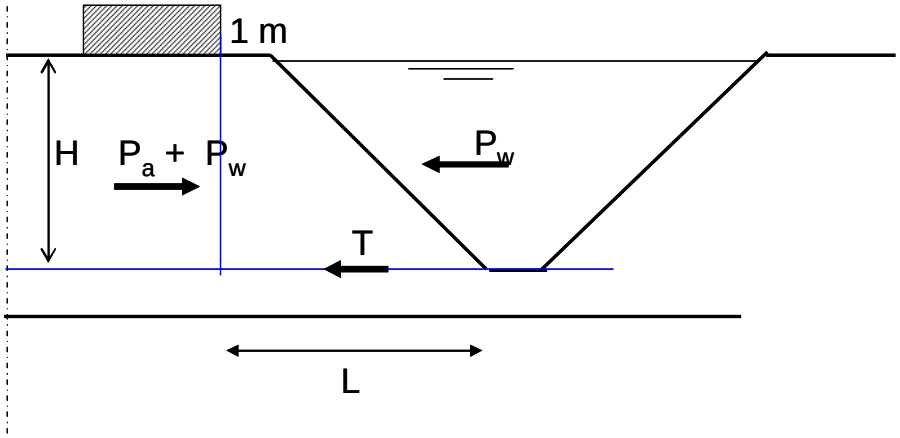
Tabel 3.6 Resultaten berekeningen methode LiftVan, s_u = 10 kN/m^2de waarde tussen haakjes inclusief modelfactor γ_{mf} = 1,05

Tabel 3.6 geeft de resultaten van de berekeningen met de methode LiftVan. De berekeningen zijn alleen uitgevoerd voor een ongedraineerde sterkte s_u = 10 kN/m^2. Een vergelijking van de resultaten met de resultaten uit Tabel 3.4 (vierde kolom) laat zien dat de resultaten weinig verschillen. De berekende glijvlakken met de methode LiftVan convergeren naar cirkelvormige Bishop glijvlakken.

Omdat de verschillen gering zijn, zijn geen verdere analyses met de methode LiftVan uitgevoerd.

3.5 Squeezing

Bij squeezing wordt de weerstand tegen horizontaal wegpersen van een moot grond beschouwd. Hierbij dient de horizontale actieve kracht op de moot grond evenwicht te maken met de wrijvingsweerstand aan de onderzijde van de moot grond.



Figuur 3.3 Schets Horizontaal evenwicht

De toets voor horizontaal evenwicht is beschreven in CUR 162. Uitgangspunt is dat het glijvlak optreedt aan de onderzijde van de ontgraving. De evenwichtsbeschouwing is uitgevoerd aan de hand van de onderstaande vergelijkingen:

$$\begin{aligned} &K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \\ &\sigma_{a,top} = \sigma_b K_a, \quad \sigma_{a,onder} = \sigma_b K_a + \left(\gamma H - u_H\right) K_a \\ &P_a = H\,\frac{\sigma_{a,top} + \sigma_{a,onder}}{2}, \quad P_w = \frac{1}{2} H^2 \gamma_w \\ &T = s_u L \end{aligned} \tag{3.1}$$

Waarin:

K_a	= actieve gronddruk coëfficiënt [-]
φ'	= hoek van inwendige wrijving [°]
$\sigma_{a,\,top}$	= actieve gronddruk bovenzijde [kN/m^2]
$\sigma_{a,onder}$	= actieve gronddruk onderzijde [kN/m^2]
γ	= volumiek gewicht grondlaag [kN/m^3]
H	= ontgravingsdiepte [m]
u_H	= waterspanning op diepte H [kN/m^2]
P_a	= actieve gronddruk [kN/m']
P_w	= waterdruk [kN/m']
γ_w	= volumiek gewicht water [kN/m^3]
T	= wrijvingsweerstand [kN/m']
s_u	= ongedraineerde schuifweerstand onderzijde glijvlak
L	= lengte onderzijde glijvlak

Bij het opstellen van de bovenstaande vergelijking is ervan uitgegaan dat zowel de freatische lijn in het slappe lagen pakket als de slootwaterstand gelijk is aan maaiveld. In werkelijkheid is hier enige decimeters verschil tussen. Ook is aangenomen dat de stijghoogte hydrostatisch verloopt in de diepte. In werkelijkheid zal de stijghoogte iets afnemen met de diepte omdat de stijghoogte in het pleistocene zand iets lager is dan de freatische lijn in het slappe lagen pakket. Beide aannamen zijn gering ten opzichte van de vereenvoudiging van de beschrijving van het bezwijkproces en passen binnen de globale beschouwing uit Figuur 3.3.

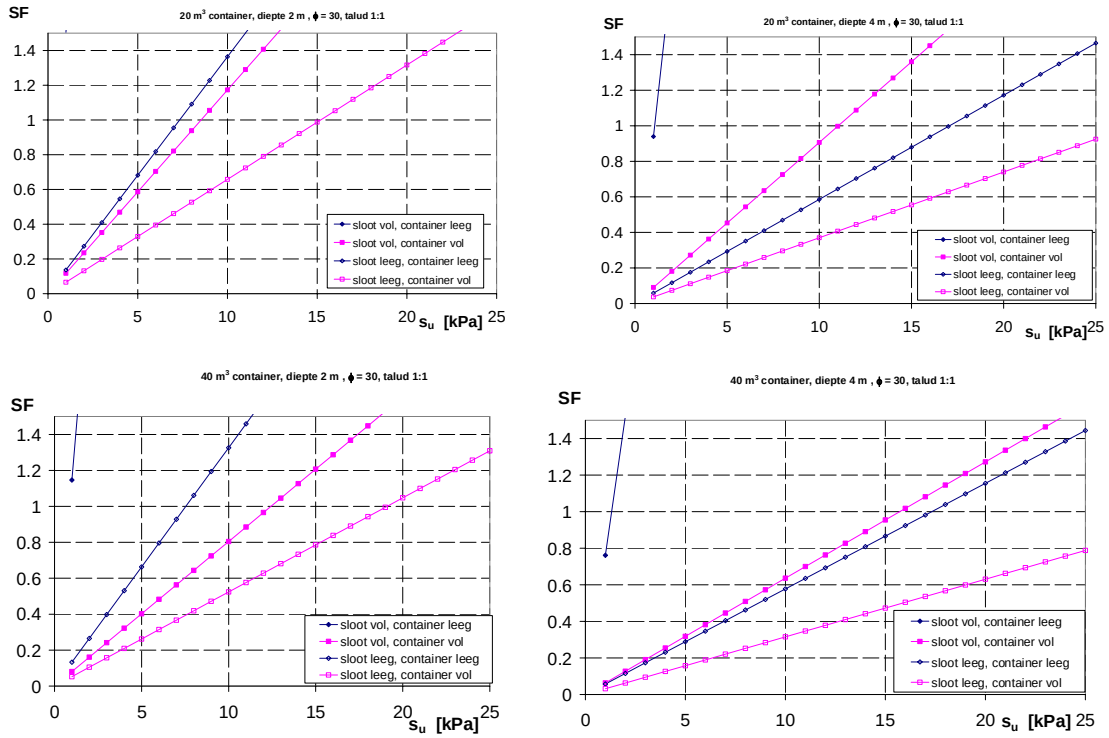
Door het gelijk stellen van de stijghoogte in het slappe lagen pakket aan het slootpeil is, bij de situatie van een volle sloot de (aandrijvende) waterdruk in de veenlaag gelijk aan de (tegenwerkende) waterdruk in de sloot. De evenwichtsfactor wordt dan als volgt gevonden:

$$SF_{sq} = \frac{T}{P_a} \tag{3.2}$$

Indien de waterstand in de sloot verlaagd is tot de onderzijde is er geen tegenwerkende waterdruk. De evenwichtsfactor is dan als volgt gedefinieerd:

$$SF_{sq} = \frac{T}{P_a + P_w} \tag{3.3}$$

Waarin SF_{sq} de berekende evenwichtsfactor tegen het optreden van squeezing.



Figuur 3.4 Resultaten squeezing berekeningen

Figuur 3.4 en Tabel 3.7 geeft de berekende evenwichtsfactor SF_{sq} als functie van de ongedraineerde schuifsterkte, s_u voor de verschillende fasen van de proef en de twee containertypen. Bijlage D laat zien dat voor de locatie 15 en 16 de verwachting van de ongedraineerde sterkte varieert tussen circa 7,5 en 20 kN/m^2. De figuur en tabel laat zien dat om zekerheid te hebben dat bezwijken wordt bereikt, $SF_{sq} \leq 0{,}8$ de grote, 40 m^3 containers in combinatie met de diepe ontgraving nodig zijn. Voor geen van de varianten wordt bezwijken verwacht indien de ontgraving gevuld is met water en de container nog niet gevuld is. Dit betekent dat de opstelling, conform deze berekeningen, veilig kan worden gebouwd.

Uit de gepresenteerde squeezing berekeningen volgt dat met 20 m^3 volgt dat ook bezwijken kan worden verkregen met 20 m^3 containers indien de een diepe ontgraving en bemaling wordt toegepast. Voor ondiepe ontgravingen kan alleen bezwijken van de ondergrond worden verwacht indien gemiddeld langs het glijvlak de ongedraineerde schuifsterkte niet groter is dan 15 kN/m^2.

fase	s_u [kPa]	container 20 m^3		container 40 m^3	
		slootdiepte 2 m	slootdiepte 4 m	slootdiepte 2 m	slootdiepte 4 m
2	5	7,5	4,7	5,7	3,8
	10	15,0	9,4	11,5	7,6
	15	22,6	14,1	17,2	11,4
3a	5	0,58	0,45	0,40	0,32
	10	1,17	0,91	0,80	0,64
	15	1,76	1,36	1,21	0,95
3b	5	0,32	0,18	0,26	0,16
	10	0,66	0,37	0,52	0,32
	15	0,99	0,55	0,78	0,47

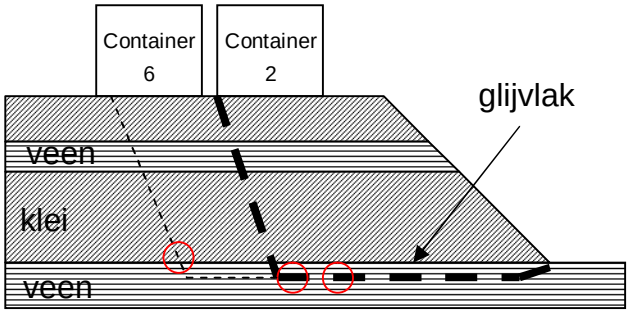
Tabel 3.7 Resultaten squeezing berekeningen, berekende evenwichtsfactoren SF [-] voor de verschillende proeffasen en waarden voor s_u.

Uit de analytische berekeningen volgt dat squeezing maatgevend is ten opzichte van cirkelvormige glijvlakken. Dit sluit aan bij de ervaring van onder andere de IJkdijk proeven. Dit is in de volgende paragraaf toegelicht. Met betrekking tot de uitgevoerde berekeningen wordt opgemerkt dat er geen rekening is gehouden met de modelfactor. Omdat de squeezing berekeningen met een zeer eenvoudig model is uitgevoerd, mag worden verwacht dat de bijbehorende modelonzekerheid groter zal zijn.

3.6 Vergelijking met containerproef IJkdijk

In januari 2008 is ter voorbereiding van de IJkdijk Macrostabiliteitsproef een containerproef uitgevoerd. De IJkdijk containerproef komt in grote mate overeen met de containerproeven die voor het onderzoeksproject Dijken op Veen worden uitgevoerd. De proef is beschreven in [Deltares, 2008]. In de IJkdijk containerproef zijn twee rijen van vier containers opgesteld. De voorste rij containers bestond uit containers met een inhoud van 45 m^3 de achterste rij uit containers met een inhoud van 40 m^3. De ontgraving had een talud van 1:1 en een diepte van circa mv -2,5 m, NAP -3,87 m. De slootbodem was 1 m breed. De afstand van de insteek van de ontgraving tot de containerrand was 1 m. De ondergrond bestond uit een dun laagje veen gevolgd door een humeuze kleilaag die wederom gevolgd wordt door een veenlaag. Onder de tweede veenlaag volgde het pleistocene zand. De diepte van de ontgraving kwam overeen met de bovenzijde van de veenlaag.

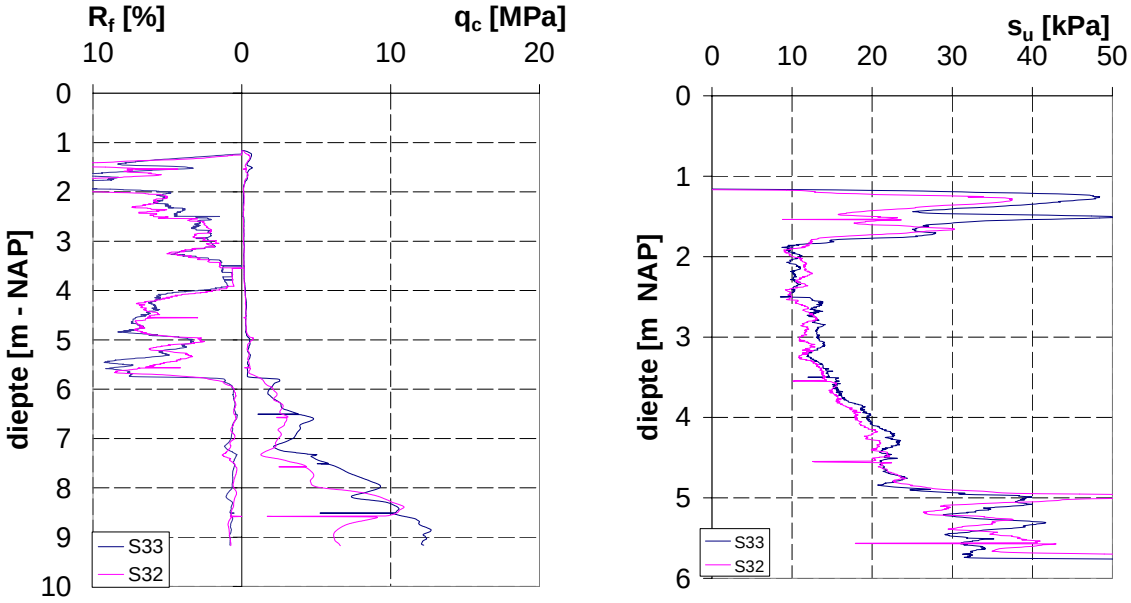
Nadat de containers volledig gevuld waren, ontwikkelde zich in de ondergrond een glijvlak. Circa 30 minuten na het vullen schoof de voorste rij containers af. De tweede rij bleef staan. Het glijvlak ontwikkelde zich van achter de containers naar de grenslaag van klei en veen. Vervolgens verliep deze min of meer horizontaal naar de slootbodem. Figuur 3.5 toont een reconstructie van het glijvlak dat is vastgesteld door visuele inspectie na het ontgraven van een deel van het glijvlak. Het glijvlak loopt dus zowel door de humeuze kleilaag als door de veenlaag. De rode cirkels in Figuur 3.5 geven de waarnemingen van het glijvlak in de ondergrond weer. Tezamen met het intrede- en uittredepunt levert dit de reconstructie van het glijvlak op dat weergegeven is met de vetgedrukte stippellijn. Ook onder de tweede containerrij zijn sporen van ontwikkeling van een glijvlak waargenomen. Dit is mogelijk een secundair glijvlak dat met een dunne stippellijn in Figuur 3.5 is weergegeven.



Figuur 3.5 Reconstructie glijvlak containerproef IJkdijk, overgenomen uit Deltares (2008)

Voor de IJkdijk containerproef zijn berekeningen uitgevoerd zowel op basis van laboratoriumproeven als op basis van interpretatie van sonderingen.

Ter voorbereiding van de IJkdijk containerproef zijn 4 sonderingen ter verkenning van de ondergrond uitgevoerd. Twee van deze sonderingen, S32 en S33 zijn halverwege de containerrij uitgevoerd. Sondering S33 is ter plaatse van het glijvlak uitgevoerd, aan de voorzijde van de voorste containerrij. Sondering S32 is achter het glijvlak, ter hoogte van de achterzijde van de achterste container uitgevoerd, zie Figuur 3.6.



Figuur 3.6 Links: sonderingen S32 en S33, Rechts: interpretatie van de bovenste 6 m. N.B. er is een verschil in diepteschaal tussen de linker- en rechtergrafiek

Het s_u profiel, uit Figuur 3.6, is aan de hand van de sondeerwaarde bepaald conform vergelijking (2.5). Aan de bovenzijde wordt een laag aangetroffen met een relatief hoge s_u waarde van 30 tot 50 kPa. Daaronder, vanaf circa NAP -1,90 m volgt de humeuze kleilaag. De s_u waarde van deze laag neemt toe van circa 10 kPa aan de bovenzijde tot circa 18 à 20 kPa aan de onderzijde. Daarna volgt de veenlaag waarin de s_u waarde verder oploopt tot circa 23 kPa halverwege de laag. Het tweede deel van de veenlaag, van NAP -5,0 m tot NAP -6,0 m laat een hogere sterkte zien die schommelt tussen de 30 en 40 kPa.

In [Deltares, 2008] zijn de bijbehorende berekeningen gepresenteerd. Een berekening met de hierboven genoemde s_u waarde leidt, met de methode Bishop, tot een evenwichtsfactor SF = 1,40. Met de methode LiftVan wordt een vergelijkbare evenwichtsfactor SF = 1.49 (1,42) gevonden. Figuur 3.2 van dit rapport toont de berekende evenwichtsfactoren bij een gemiddelde s_u waarde over de gehele laag. In de IJkdijk containerproef verliep het glijvlak tot aan de slootbodem op NAP – 3,87 m, mv – 2,5 m. De gemiddelde s_u waarde over dit deel van het glijvlak is 17,65 kPa voor sondering S33 en 14,85 kPa voor sondering S32. Ten tijde van de uitvoering van de proef was de toplaag verweekt. De gemiddelde s_u waarde voor alleen de humeuze kleilaag was 13,02 kPa voor sondering S33 en 12,51 kPa voor sondering S32. Met deze gemiddelde waarden voor s_u worden in Figuur 3.2 evenwichtsfactoren gevonden die overeenkomen met de gerapporteerde berekende evenwichtsfactor van 1,4 in [Deltares, 2008]. Hierbij moet wel rekening worden gehouden met de verschillen in uitgangspunten; de containers in de IJkdijk containerproef hadden een inhoud van 45 m^3 en de ontgraving tot circa mv – 2,5 m.

Op basis van aanvullend uitgevoerde DSS proeven volgde voor de IJkdijk containerproef een ongedraineerde schuifsterkte verlopend van 8,14 kPa tot 17,38 kPa in de humeuze kleilaag en een hoek van inwendige wrijving van 33,9 ° voor het veen. Deze uitgangspunten leidde tot een evenwichtsfactor van 0,91 berekend met methode Bishop en 0,80 (0,76) met de methode LiftVan.

In [Deltares, 2008] wordt geconcludeerd dat een analyse gebaseerd op horizontaal krachten evenwicht goed aansluit bij de resultaten van de IJkdijk containerproef. Een dergelijke analyse sluit goed aan bij de analyse gepresenteerd in paragraaf 3.3 van dit rapport. Gebaseerd op de hierboven genoemde sterkte eigenschappen wordt voor de IJkdijk containerproef voor horizontaal krachtenevenwicht een evenwichtsfactor SF = 0,57 gevonden. Deze resultaten sluiten goed aan bij de resultaten gepresenteerd bij Figuur 3.4, rekening houdend met het verschil dat in de IJkdijk containerproef containers met een inhoud van 45 m^3 zijn gebruikt en een ontgraving tot maaiveld -2,5 m.

3.7 Eindige Elementen berekeningen

Bijlage A beschrijft de uitgevoerde eindige elementen berekeningen voor de stabiliteitsanalyse. De berekeningen zijn uitgevoerd op een moment dat er nog weinig laboratoriumproefresultaten beschikbaar waren. Er is dan ook gekozen om het grondgedrag te modelleren met het Mohr-Coulomb model. Dit is een veel gebruikt robuust model dat goed aansluit bij de uitgevoerde analytische berekeningen. Het Mohr-Coulomb model echter geeft geen goede relatie tussen de vervormingen en de gemobiliseerde schuifweerstand. Zodra meer laboratoriumproeven beschikbaar komen zullen berekeningen worden uitgevoerd met meer geavanceerde modellen. Deze berekeningen zullen de predictie vormen.

In de hier gerapporteerde berekeningen zijn de stijfheden gekozen aan de hand van beschikbare K_0-CRS proeven. De sterkte is gelijkgesteld aan de ongedraineerde schuifsterkte bepaald met de veldsondemetingen. De details van de schematisatie van de ondergrond en grondgedrag zijn besproken in bijlage A.

Bijlage A geeft berekeningen van verschillende varianten waarin de diepte van de ontgraving, wel of geen verlaging van de waterstand in de ontgraving en waarin de ontgraving respectievelijk de waterstandverlaging wel of niet gedraineerd zijn uitgevoerd. Voor de verschillende varianten is geen evenwichtsfactor berekend, zoals bij de analytische methoden. In plaats daarvan is berekend bij welke belasting bezwijken optreedt.

De variant zonder waterstandsverlaging in de ontgraving heeft zowel voor de 4 m diepe ontgraving als voor de 2 m diepe ontgraving een bezwijkbelasting, van 54,1 kN/m^2. De bijbehorende glijvlakken, bijlage A figuren 5 en 6, laten zien dat in beide gevallen een ondiep glijvlak wordt gevonden. De diepte van de ontgraving heeft geen verdere invloed op de berekeningen. Een iets lagere schatting van de ongedraineerde sterkte leidt tot bezwijken vanaf een belasting van 37,7 kN/m^2. Het gedraineerd of ongedraineerd uitvoeren van de ontgraving heeft weinig invloed op de berekende bezwijkbelasting.

Het verlagen van de waterstand in de ontgraving heeft daarentegen wel een grote invloed. Het bezwijkvlak wordt nu bepaald door de diepte van de ontgraving. Voor de 2 m diepe ontgraving volgt een bezwijkbelasting van 32 kN/m^2, voor de 4 m diepe ontgraving een bezwijkbelasting 22 kN/m^2. Voor de 2 m diepe ontgraving is er geen verschil tussen het gedraineerd of ongedraineerd aanbrengen van de waterstandsverlaging. Voor de 4 m diepe ontgraving wordt bij een gedraineerde waterstandsverlaging bezwijken van het talud gevonden. In dat laatste geval is er geen bovenbelasting meer nodig om tot bezwijken te komen.

Een gevulde 40m^3 container inclusief eigen gewicht en onderliggende stelconplaat heeft een gewicht met de orde van grootte van de bezwijkbelasting van de diepe ontgraving waarin de waterstand volledig verlaagd is. In de eindig elementen berekeningen is echter geen rekening gehouden met het 3D effect. Op basis van de eindige elementen berekeningen kan worden geconcludeerd dat er een zeer reële mogelijkheid bestaat dat bezwijken van de ondergrond niet optreedt. Dit sluit aan bij de analytische berekeningen met de methode Bishop.

Het verschil tussen de berekeningsresultaten en de ervaring met de IJkdijk containerproef kan worden verklaard met het niet goed in rekening brengen van de relatie tussen de gemobiliseerde schuifweerstand en de optredende vervormingen. Verwacht wordt dat met meer geavanceerde grondmodellen de eindige elementen berekeningen een lagere bezwijkbelasting voorspellen dan met het Mohr-Coulomb model. Dit zal in de predicties verder worden uitgewerkt.

4 Zettingsberekeningen

4.1 Stijfheidseigenschappen

Naast stabiliteit spelen zettingen ook een grote rol. Dit geldt met name voor de proeven 3, 4 en 5 waarin een wachttijd van 2 respectievelijk 8 maanden wordt toegepast. Gedurende deze periode kunnen aanzienlijke vervormingen optreden. Wanneer daarna de containers worden doorbelast tot bezwijken, zullen de zettingen die daarvoor zijn opgetreden het resultaat beïnvloeden. Hoe groter de zettingen hoe meer belasting nodig zal zijn om tot bezwijken te komen.

Onderdeel van het laboratoriumonderzoek is een serie samendrukkingsproeven. Voor twee boringen zijn op elke halve meter diepte in de veenlaag een monster gekozen waarop een samendrukkingsproef is uitgevoerd. De zettingsberekeningen zijn uitgevoerd met het *a, b, c* isotachenmodel zoals beschikbaar in het computerprogramma D-Settlement. Een complete beschrijving van de proeven en proefresultaten zal worden gegeven in het factual report van het laboratoriumonderzoek. De benodigde stijfheidseigenschappen zijn gekozen op basis van het op dat moment beschikbare laboratoriumonderzoek.

De breedte van de containers is kleiner dan de dikte van het slappe lagen pakket. Horizontale afstroming van het overspannen porie water zal een grote invloed op het consolidatiegedrag hebben. In het laboratoriumonderzoek wordt alleen de verticale doorlatendheid bepaald. Tevens zal in het laboratoriumonderzoek alleen de doorlatendheid van kleine monsters worden bepaald, terwijl het afstromen van het overspannen poriewater wordt bepaald door de doorlatendheid van de macrostructuur. Hoofdstuk 5 richt zich in meer detail op het consolidatiegedrag. Het analytische rekenprogramma D Settlement gaat uit van verticale afstroming, tenzij verticale drains worden toegepast, hetgeen niet het geval is.

Om een indruk te krijgen van de zettingen na 2 en 8 maanden is een dusdanig hoge, fictieve, doorlatendheid toegepast dat consolidatie is afgerond binnen de periode van 2 maanden. Hiertoe is een consolidatiecoëfficiënt van $c_v = 1\times10^{-4}$ m^2/s toegepast.

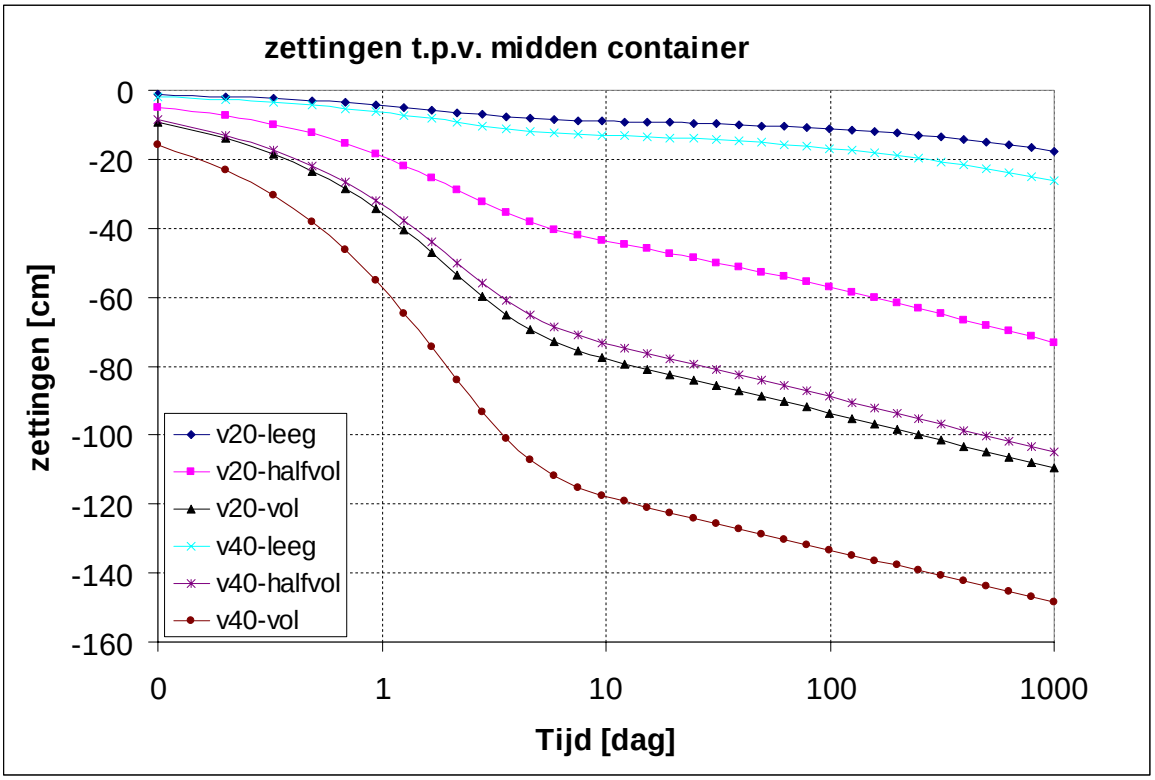
grondsoort	γ [kN/m^3]	*a* [-]	*b* [-]	*c* [-]
toplaag	13*	0,04	0,26	0,01
veen	10	0,04	0,31	0,02
kleiig veen	14	0,02	0,15	0,01
klei	17	0,01	0,10	0,004
basisveen	12	0,03	0,21	0,01

Tabel 4.1 Toegepaste grondeigenschappen, γ is verzadigd volumiek gewicht, a,b,c zijn stijfheden
** = onverzadigd volumiek gewicht, γ = 11 kN/m^3*

In de berekeningen is een dusdanige OCR toegepast dat de equivalente tijd gelijk is aan 10 000 dagen. Dit wil zeggen dat de kruip als gevolg van eerder belastingen minimaal gekozen is. De overige uitgangspunten zoals stijghoogten en laagdikten zijn overgenomen uit hoofdstuk 2.

4.2 Berekeningsresultaten

Figuur 4.1 geeft het berekende zettingsverloop voor verschillende mate van vulling van zowel de 20 m^3 als de 40 m^3 container. Opgemerkt wordt dat de mate van vulling zal worden bepaald aan de hand van de resultaten van de eerste en tweede, snel uit te voeren, proef. Na de consolidatiefase van 2 respectievelijk 8 maanden zullen de containers worden doorbelast tot bezwijken van de ondergrond optreedt. Dit houdt in dat de containers tijdens de consolidatiefase niet volledig gevuld zullen zijn, immers in dat geval is doorbelasten niet meer mogelijk. De variant met een volledig gevulde container is in Figuur 4.1 ter indicatie. toegevoegd.



Figuur 4.1 Berekende zetting [cm] als functie van tijd voor de 20 m^3 containers v20 en 40 m^3 containers, v40 voor verschillende mate van vulling.

Figuur 4.1 laat zien dat voor lege containers de zettingen beperkt blijven. Hierbij wordt opgemerkt dat de containers gedeeltelijk worden gevuld en later worden doorbelast. Figuur 4.1 geeft de zettingen tot 1000 dagen, circa 3 jaar, na aanbrengen van de belasting. Voor de proef zijn de zettingen na 2 maanden, circa 60 dagen en na 8 maanden, circa 240 dagen, van belang. Deze waarden zijn gegeven in Tabel 4.2.

variant		2 maanden	8 maanden
20 m^3 container	leeg	10,5	12,8
	halfvol	53,4	63,0
	vol	90,0	99,7
40 m^3 container	leeg	15,6	19,6
	halfvol	85,4	95,0
	vol	130,0	139,1

Tabel 4.2 Berekende zettingen [cm], na 2 maanden respectievelijk 8 maanden voor de verschillende varianten

In het ontwerp van de langeduurproeven moet rekening worden gehouden met zettingen in de orde van 0,8 m á 1,0 m. Na proef 2 wordt een nader ontwerp gemaakt voor de proeven 3, 4, en 5. Bij dit ontwerp moet rekening worden gehouden met zettingen in deze orde van grootte.

5 Consolidatie

5.1 Inleiding

Om het complexe consolidatiegedrag rondom de containers goed te beschrijven zijn enkele eindige elementen berekeningen uitgevoerd. De berekeningen zijn uitgevoerd met het Soft Soil Model, zoals deze in het computerprogramma Plaxis beschikbaar is.

Het consolidatiegedrag is van belang voor het ontwerp van de derde, vierde en vijfde proef. Dit zijn de proeven waar enige consolidatietijd wordt toegepast, twee maanden voor de proeven 3 en 4 en acht maanden voor proef 5. Als gevolg van consolidatie en kruip zal in de ondergrond enige mate van over-consolidatie krijgen waardoor de sterkte toeneemt. Vergelijkbare processen leiden ertoe dat onder een dijklichaam een hogere sterkte aanwezig is dan in het achterland. Om enige indruk te verkrijgen in hoeverre de periode van twee respectievelijk acht maanden voldoende is om dit proces enigszins te reproduceren is het van belang de hydrodynamische periode te kennen en tevens de invloedszone van de belasting waarbinnen een verhoging van de spanningen te verwachten is.

De breedte van de containers is kleiner dan de dikte van het slappe lagen pakket en zelfs kleiner dan de dikte van de veenlaag. Horizontale afstroming zal dan ook een belangrijke bijdrage aan het consolidatieproces leveren. Zoals in het vorige hoofdstuk is toegelicht kan het computerprogramma D-Settlement 2D consolidatie, zonder toepassing van verticale drains, niet berekenen. Om toch een indruk van de consolidatie te krijgen worden met Eindige Elementen Methode, EEM berekeningen uitgevoerd.

Vanwege de beperkte breedte van de containers zal ook de invloedszone waarin een verhoging van de spanningen te verwachten is beperkt zijn. Het is belangrijk bij het ontwerp van de proef deze invloedszone te kennen. Indien voor de proeven met een consolidatieperiode slechts een klein gebied onder de container door de consolidatie en kruip zou worden beïnvloed, kan mogelijk, bij verder doorbelasten een glijvlak ontstaan buiten het beïnvloedde gebied. In dat geval zou de door consolidatie en kruip verhoogde sterkte geen bijdrage leveren aan de stabiliteit. De Eindig Elementen berekeningen die in dit hoofdstuk worden besproken geven inzicht in de grootte van het gebied dat door het gewicht van de containers wordt beïnvloed. Er worden berekeningen uitgevoerd met een enkele containerrij, paragraaf 5.3 en met een dubbele containerrij, paragraaf 5.4.

5.2 Uitgangpunten

De uitgangspunten met betrekking tot de opbouw van de ondergrond, grondwaterstanden etc. zijn overgenomen uit hoofdstuk 2. Specifiek voor de grondopbouw is gebruik gemaakt van sondering 16. Dit is de grondopbouw ter plaatse van de eerste containerproef.

Bovenkant laag [NAP m]	Onderkant laag [NAP m]	Laag
- 1.40 (mv)	- 7.70	veen
- 7.70	-11.70	klei
- 11.70		zand

Tabel 5.1 Schematisatie grondopbouw

Bij de berekeningen van het consolidatieverloop spelen deformaties een belangrijke rol. Om deze vervormingen goed in beeld te krijgen zijn de berekeningen uitgevoerd met het Soft Soil model.

De stijfheidparameters en de doorlatendheid voor de veenlaag zijn ontleend aan de K_0 – CRS proeven. De toegepaste waarde zijn gebaseerd op een fit van proef 88A-1. Deze fit is uitgevoerd met de optie updated mesh. Deze optie wordt gebruikt voor het goed in rekening brengen van grote rekken. De eigenschappen van de kleilaag zijn ontleend aan een triaxiaalproef die in het kader van een ander project op materiaal uit het bewuste gebied is uitgevoerd, [Deltares, 2009].

Parameter	Eenheid	Waarde uit fit	Waarde aangepast/ aangenomen in berekening
κ^*	-	0.0237	
λ^*	-	0.30	
μ^*	-	0.02	
ν	-	0.15	
POP	kPa	2.0	10
M	-	2.68	
φ	graden	67.8	
$K0^{nc}$	-	0.227	0.25
k	m/h	1.138E-5*	
c	kPa		10
γ	kN/m^3		10.5

Tabel 5.2 Parameters Veenlaag ten behoeve van de EEM berekeningen met Soft Soil model, fit met K_0-CRS proef 88A-1 k = 2,731e-4 m/dag*

Parameter	Eenheid	Waarde uit fit	Waarde aangepast/ aangenomen in berekening
κ^*	-	0.05	
λ^*	-	0.13	
μ^*	-	0.006	
ν	-		0.15
POP	kPa		14
M	-		
φ	graden	43	
$K0^{nc}$	-	0.37	
k	m/dag	1.93e-4	
c	kPa	3.7	
γ	kN/m^3	16	

Tabel 5.3Parameters kleilaag ten behoeve van de EEM berekeningen met Soft Soil model, fit met triaxiaalproef 19c [Deltares 2009]

Tabel 5.2 en Tabel 5.3 geven de waarden voor de eigenschappen de veenlaag respectievelijk kleilaag. De derde kolom geeft de waarden die volgen uit een fit van laboratoriumproeven. De vierde kolom geeft aan welke afwijkingen van de fit in de berekeningen is doorgevoerd. De doorlatendheid van de kleilaag is bepaald op basis van monster 24AA uit boring 16d.

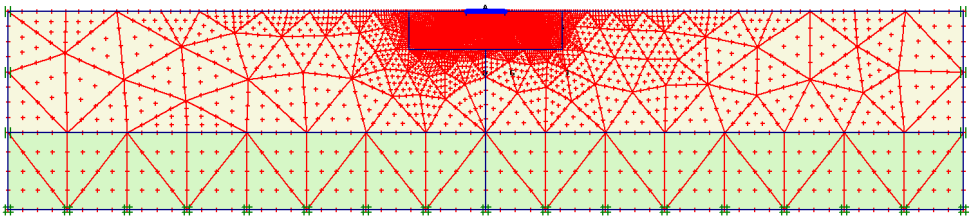
De afmetingen en gewichten van de containers zijn overgenomen uit Tabel 2.2. Onder de containers worden stelconplaten toegepast. In de berekening is de stelconplaat als gewichtsloos stijf element toegepast. Het gewicht van de plaat is toegevoegd aan het gewicht van de container. Tabel 5. geeft de toegepaste eigenschappen.

Type	EA	EI	w	n	M_p	N_p
	[kN/m]	[kNm^2/m]	[kN/m^2]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
Elastic	6000000	5000	0	0	1.00E+15	1.00E+15

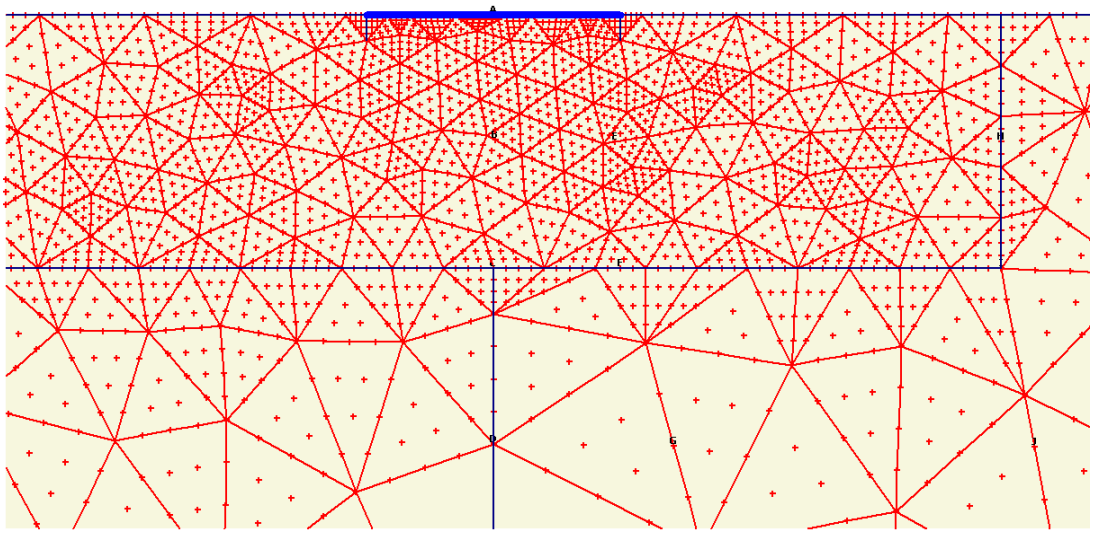
Tabel 5.4 Eigenschappen Stelconplaat

De berekeningen zijn uitgevoerd met het Soft Soil model. Gerekend is met grote rekken, Updated Mesh. Om te voorkomen dat bezwijken zou worden berekend is geen ontgraving gemodelleerd. Ook zijn de sterkte-eigenschappen van de veenlaag verhoogd, zie Tabel 5.2. De horizontale doorlatendheid is een belangrijke parameter bij het berekenen van het consolidatieverloop. In het laboratoriumonderzoek kan deze echter niet bepaald worden. In de analyse is dan ook gevarieerd met de verhouding horizontale en verticale doorlatendheid. De volgende variaties zijn berekend:

- $k_h = k_v$
- $k_h = 2 \times k_v$
- $k_h = 4 \times k_v$
- $k_h = 8 \times k_v$



Figuur 5.1 Toegepaste mesh



Figuur 5.2 Ingezoomde mesh, locatie punten A tot en met J

Figuur 5.1 en Figuur 5.2 toont de mesh. Er is een verfijning van het grid onder de container toegepast. De punten A tot en met J zijn gedefinieerd, voor gebruik bij het plotten van het waterspanningsverloop. De punten A tot en met D zijn gelegen onder het midden van de containerrij, de punten E tot en met G onder de rand van de containerrij en de punten H, I en J liggen op een afstand van 4 m uit het midden van de containerrij.

Selectie punten	x-coördinaat	y- coördinaat
A	25	-1.40
B	25	-2.39
C	25	-3.40
D	25	-4.79
E	26	-2.40
F	26	-3.40
G	26.40	-3.80
H	29	-2.40
I	29	-3.40
J	29	-4.80

Tabel 5.5 Coördinaten karakteristieke punten.

5.3 Resultaten, het zetting – en consolidatieverloop voor enkele containerrij

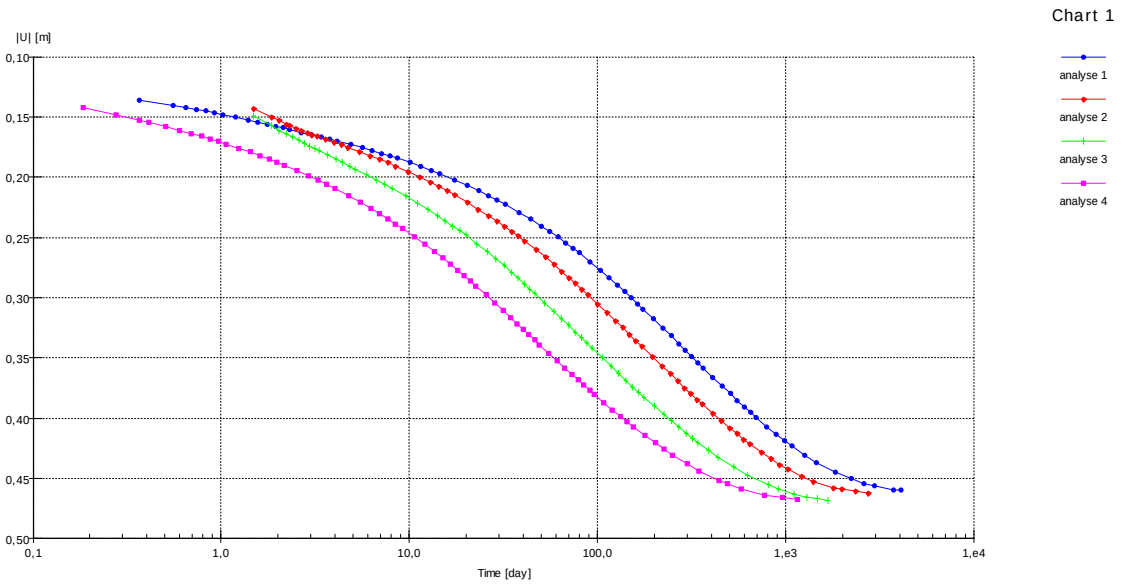
Onderstaande tabel geeft de maximale zakking weer die in de geometrie is opgetreden. Hierbij wordt opgemerkt dat het Soft Soil model geen kruip berekend. Het betreft hier dus alleen de primaire zetting. Paragraaf 4.2 beschrijft de uitgevoerde zettingsberekeningen. Hier wordt voor een volle containerrij een totale zetting, inclusief kruip, van circa 1 m voorspeld. Hieruit kan worden geconcludeerd dat kruip voor circa de helft bijdraagt aan de totale zetting. Dit is voor veen niet ongebruikelijk.

Tabel 5.6 geeft de berekende zettingen. Zoals mag worden verwacht heeft een toenemende horizontale doorlatendheid slechts een verwaarloosbare invloed op de zettingen.

variant	Verhouding doorlatendheid	Zakking container
1	$k_h = k_v$	0,46 m
2	$k_h = 2 \times k_v$	0,46 m
3	$k_h = 4 \times k_v$	0,47 m
4	$k_h = 8 \times k_v$	0,47 m

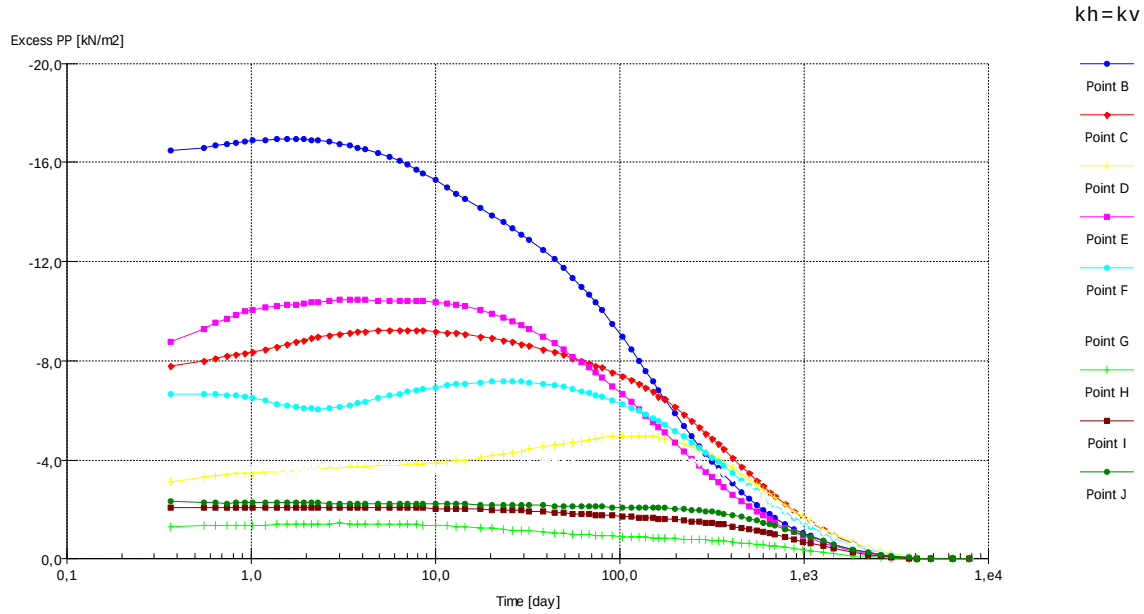
Tabel 5.6 Berekende zettingen met het Soft Soil model, N.B. hierbij is geen kruip in rekening gebracht.

Figuur 5.3 toont het berekende tijd - zettingsverloop voor de vier varianten. Het enige verschil tussen de 4 varianten is de horizontale doorlatendheid. Zoals verwacht heeft de laagste horizontale doorlatendheid het langzaamste verloop, de hoogste doorlatendheid geeft het snelste tijd-zettingsverloop.

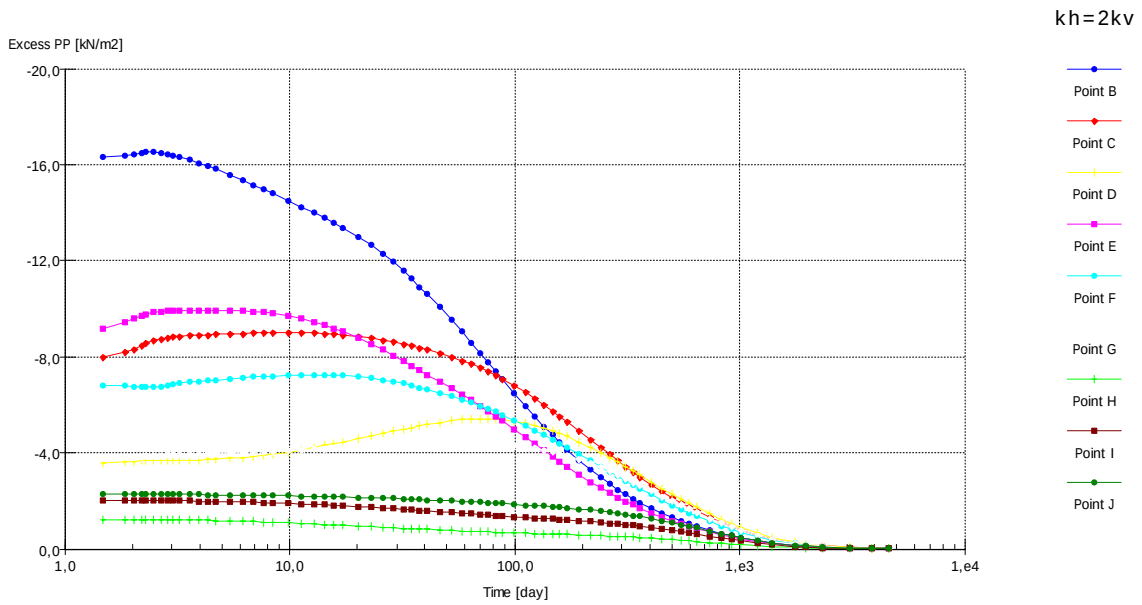


Figuur 5.3 Berekend tijd - zettingsverloop

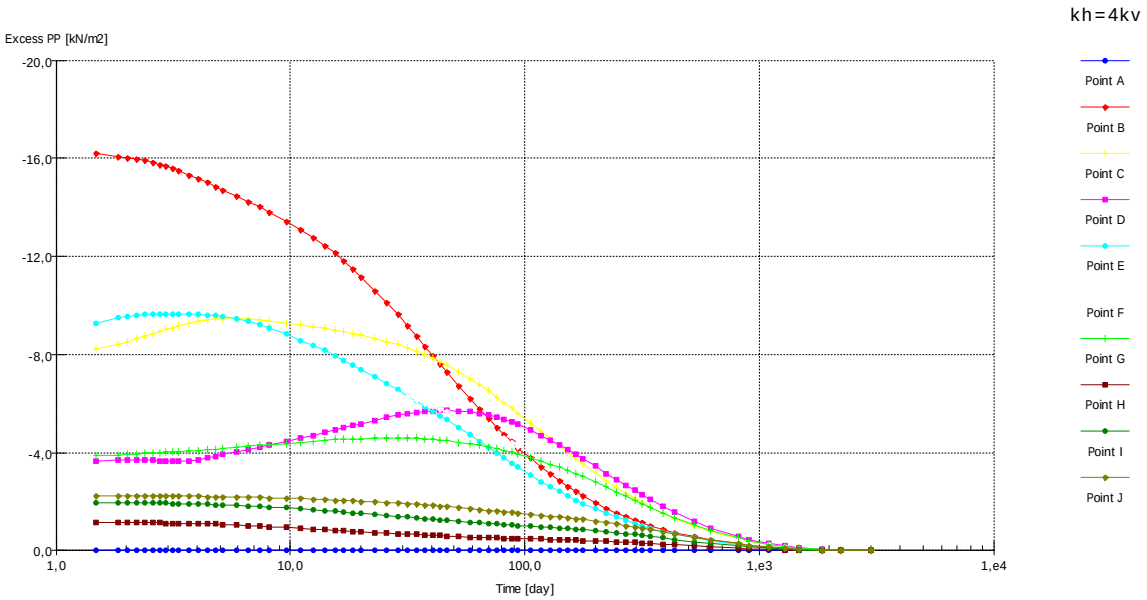
Figuur 5.4 tot en met Figuur 5.7 toont het berekende consolidatieverloop voor de verschillende varianten en de verschillende karakteristieke punten. Omdat punt A op het maaiveld ligt wordt geen watersoverspanning gevonden en is dan ook niet in de grafieken weergegeven. De hoogste initiële wateroverspanningen wordt gevonden in punt B. Voor de lager gelegen punten en de meer naar buiten gelegen punten wordt een lager initiële wateroverspanning gevonden. Dit is het gevolg van spanningsspreiding in de ondergrond, waardoor op de individuele punten de spanningen lager worden naarmate deze dieper in de geometrie of meer buiten de container zijn gelegen. Sommige punten tonen eerst een toename van de wateroverspanning voordat deze afstromen. Dit wordt het sterkst gevonden in punt D. Dit punt is in de klei gelegen. De toename van de wateroverspanning is afhankelijk van de verhouding van stijfheden en doorlatendheden.



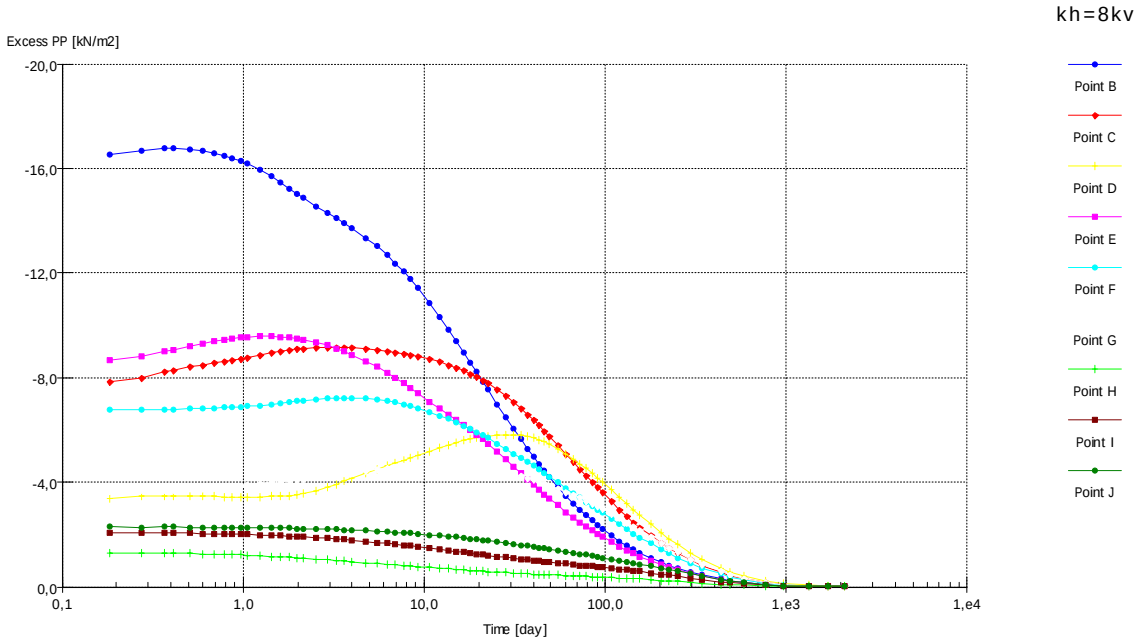
Figuur 5.4 Consolidatieverloop variant 1, $k_h = k_v$.



Figuur 5.5 Consolidatieverloop variant 2, $k_h = 2k_v$

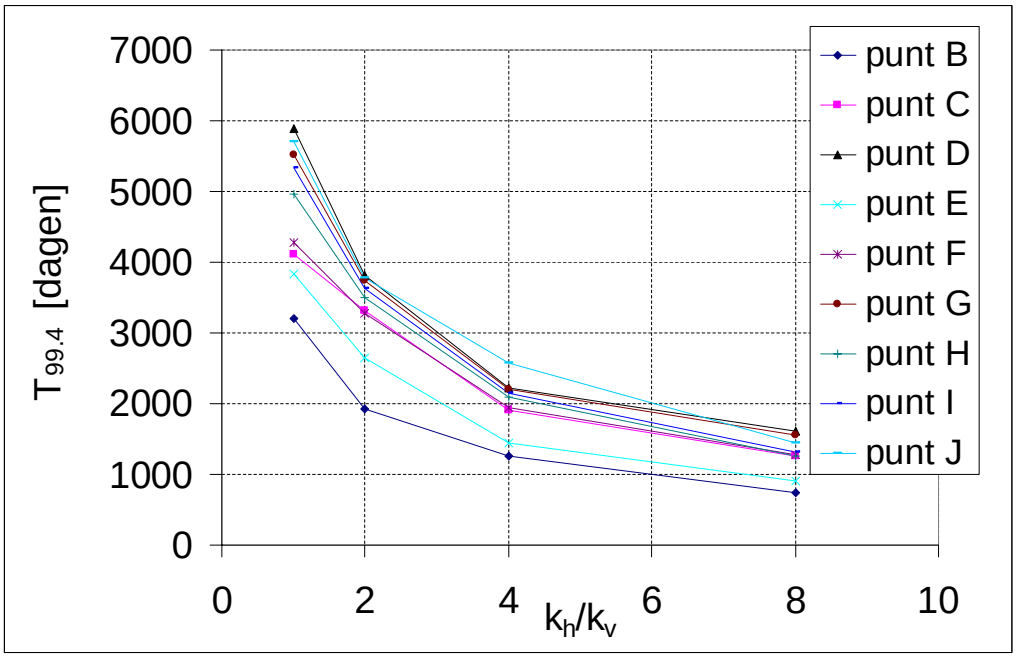


Figuur 5.6 Consolidatieverloop variant 3, $k_h = 4k_v$.



Figuur 5.7 Consolidatieverloop variant 4, $k_h = 8\ k_v$

Figuur 5.8 en Tabel 5.7 geeft de hydrodynamische periode, de tijd die nodig is om 99.4% van de wateroverspanning af te laten stromen. $T_{99.4\%}$ is bepaald door lineaire interpolatie tussen de boven en ondergelegen berekende waarde.



Figuur 5.8 Hydrodynamische periode in [dagen] als functie van de verhouding k_h/k_v.

	Hydrodynamische periode in dagen								
Punt	B	C	D	E	F	G	H	I	J
k_h / k_v = 1	3212	4106	5888	3831	4274	5523	4969	5327	5712
k_h / k_v = 2	1931	3323	3822	2656	3276	3750	3507	3624	3786
k_h / k_v = 4	1258	1912	2228	1444	1940	2201	2083	2144	2568
k_h / k_v = 8	741	1265	1604	902	1284	1547	1261	1316	1450

Tabel 5.7 Hydrodynamische periode [dagen] voor de verschillende verhoudingen k_h/k_v

Figuur 5.8 en Tabel 5.7 laten zien dat bij toenemende de horizontale doorlatendheid de hydrodynamische periode afneemt. Echter ook voor een hoge verhouding tussen de horizontale en verticale doorlatendheid, k_h / k_v = 8 beslaat de hydrodynamische periode nog meerdere jaren.

5.4 Resultaten, het zetting – en consolidatieverloop voor dubbele containerrij

Uitgangspunt is 2 containers strak tegen elkaar op 2 losse (2 cm van elkaar verwijderd) betonplaten. Er is nu een andere verdeling van karakteristieke punten gekozen, deze zijn in Tabel 5.8 weergegeven.

Selectie punten	x-coördinaat	y- coördinaat
A	23	-1.40
B	25	-1.40
C	27	-1.40
D	25	-2.40
E	25	-3.40
F	25	-5.80
G	27	-2.40
H	27	-3.40
I	29	-2.40
J	29	-3.40

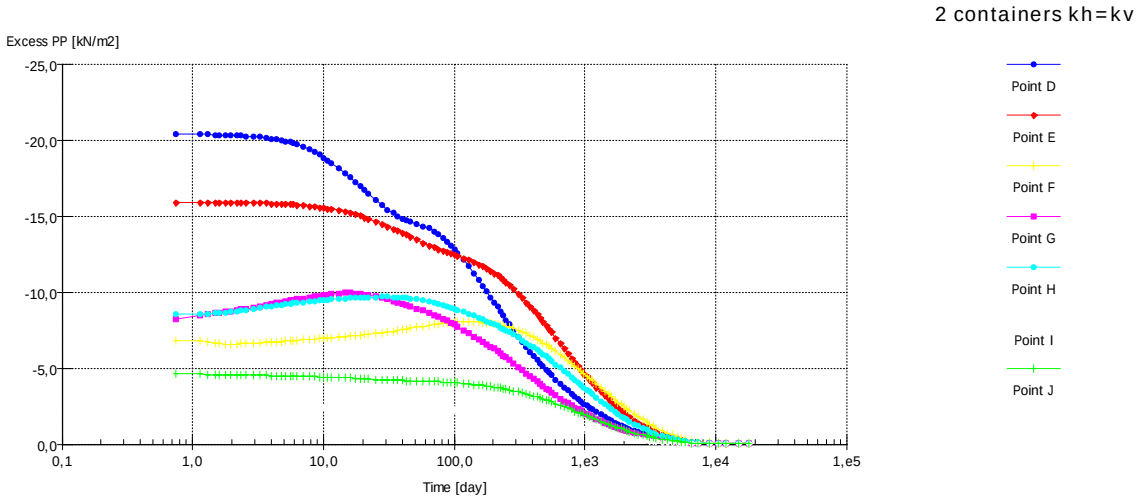
Tabel 5.8 Locatie karakteristieke punten

De berekening met de dubbele containerrij is uitgevoerd voor dezelfde varianten. Als eerste wordt de berekende zetting voor de drie punten op het maaiveld, punten A, B en C gegeven in Tabel 5.9. Ook hier geldt dat alleen de primaire zetting is berekend.

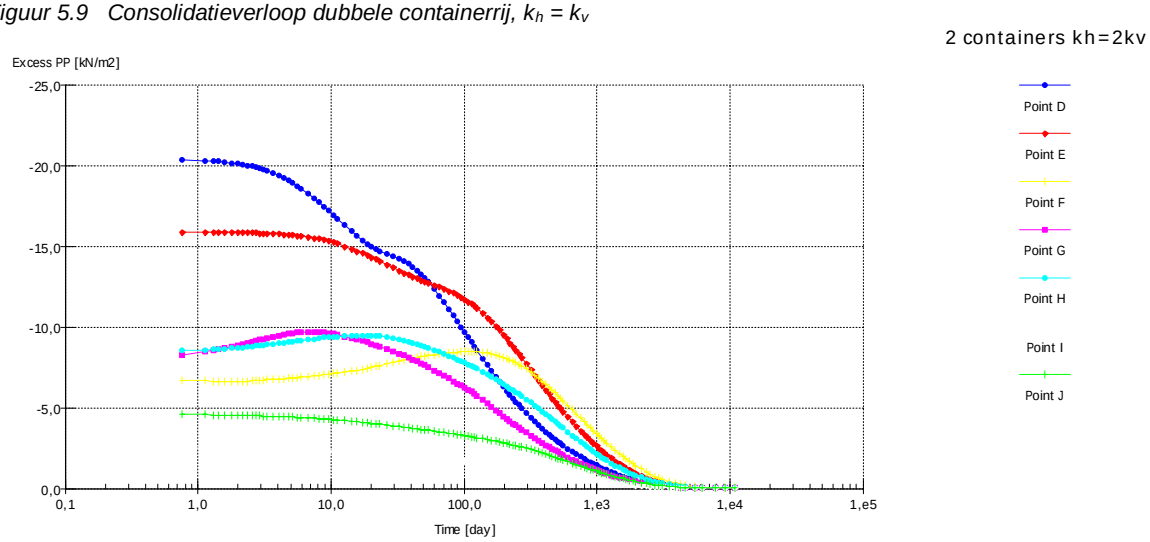
Analyse	Point A	Point B	Point C
1 $k_h = k_v$	0.760	0.753	0.74
2 $k_h = 2\ k_v$	0.761	0.755	0.74
3 $k_h = 4\ k_v$	0.766	0.758	0.75
4 $k_h = 8\ k_v$	0.772	0.762	0.75

Tabel 5.9 Berekende zetting [m] voor dubbele containerrij, N.B. hierbij is geen kruip in rekening gebracht

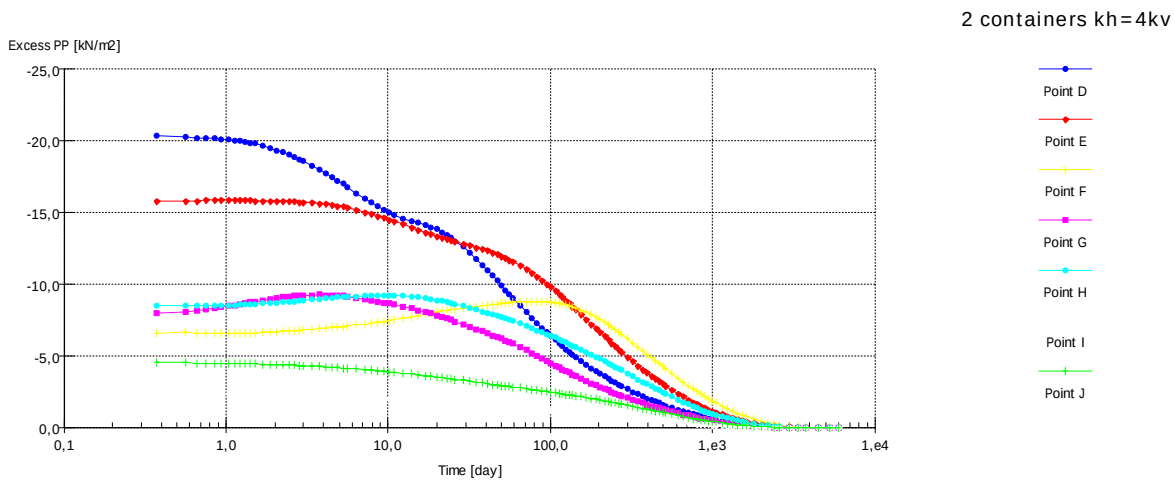
Figuur 5.9 tot en met Figuur 5.12 geeft het consolidatieverloop van de karakteristieke punten voor de berekening met de dubbele containerrij. Het belangrijkste verschil is nu dat de initiële waarde hoger ligt en dat de tijd voor afstromen langer is.



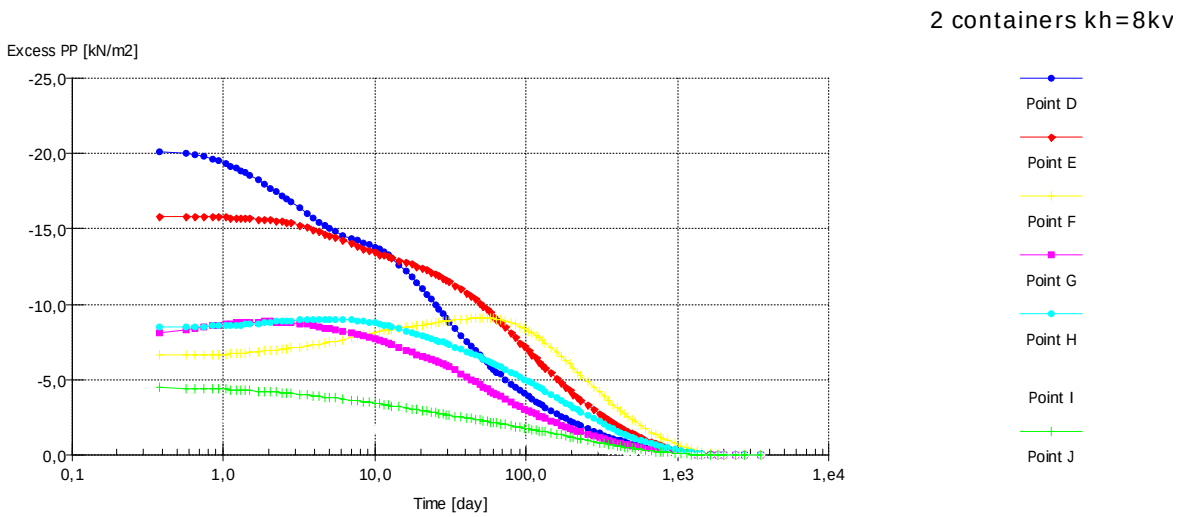
Figuur 5.9 Consolidatieverloop dubbele containerrij, $k_h = k_v$



Figuur 5.10 Consolidatieverloop dubbele containerrij, $k_h = 2\ k_v$



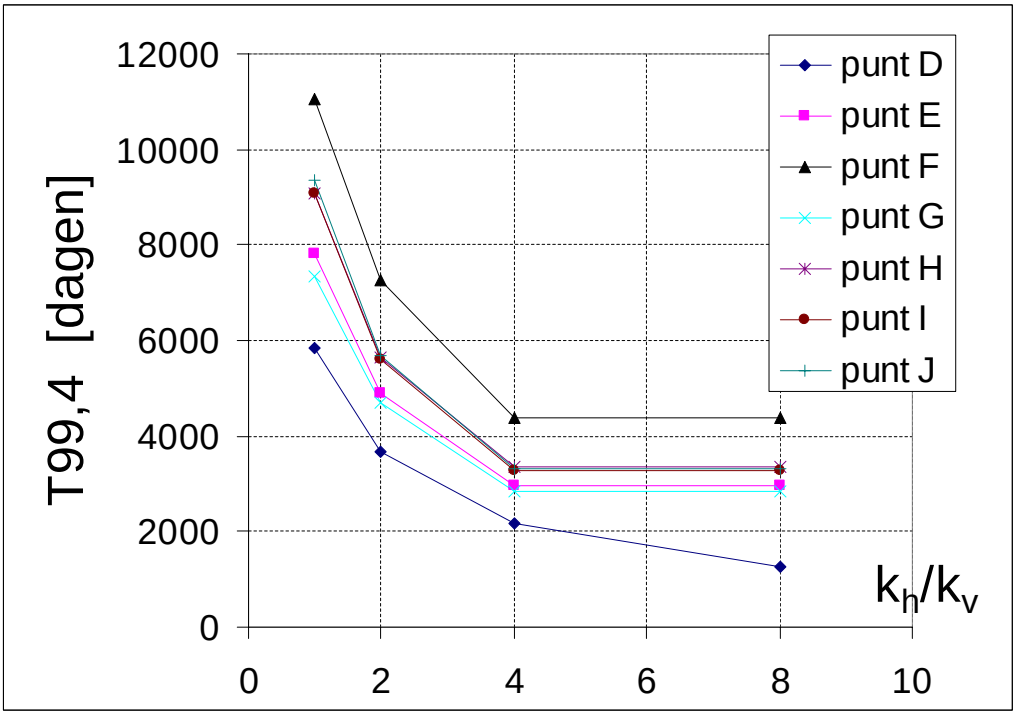
Figuur 5.11 Consolidatieverloop dubbele containerrij, $k_h = 4\ k_v$



Figuur 5.12 Consolidatieverloop dubbele containerrij, $k_h = 8\ k_v$

	Hydrodynamische periode in dagen						
Point	D	E	F	G	H	I	J
$k_h = k_v$	5846	7802	11063	7342	9080	9070	9357
$k_h = 2\ k_v$	3665	4912	7255	4684	5654	5598	5702
$k_h = 4\ k_v$	2176	2943	4377	2860	3372	3257	3307
$k_h = 8\ k_v$	1250	2945	4374	2845	3368	3287	3318

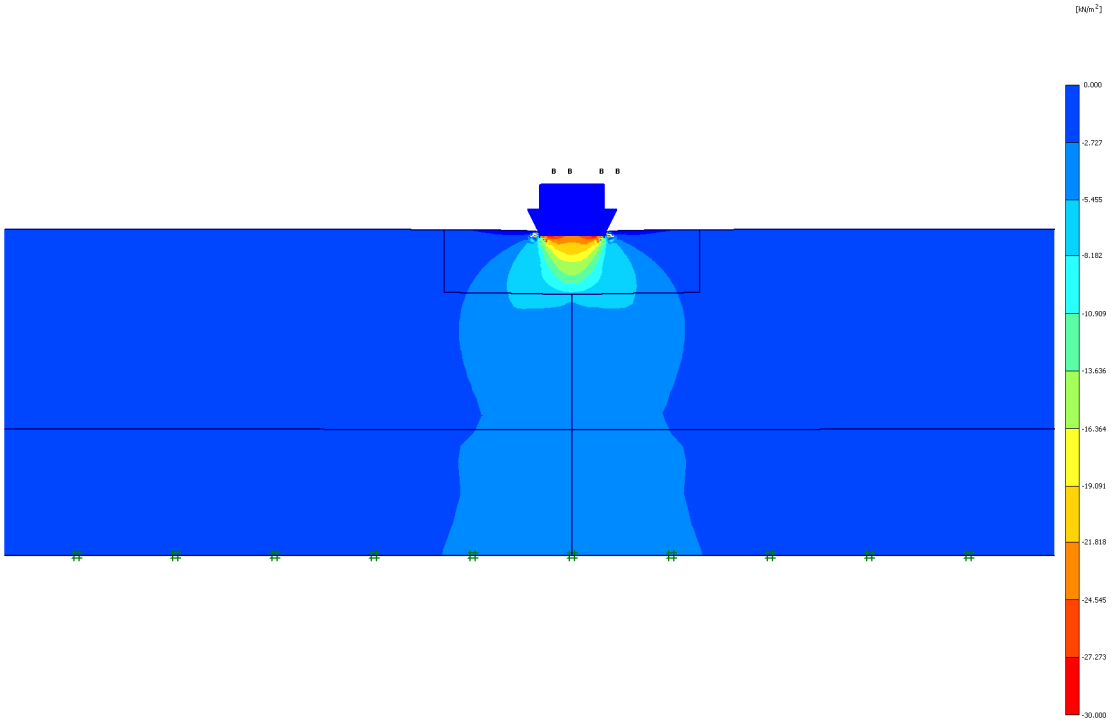
Tabel 5.10 Hydrodynamische periode [dagen], berekend voor de vier varianten en dubbele containerrij



Figuur 5.13 Berekende hydrodynamische periode voor dubbele containerrij

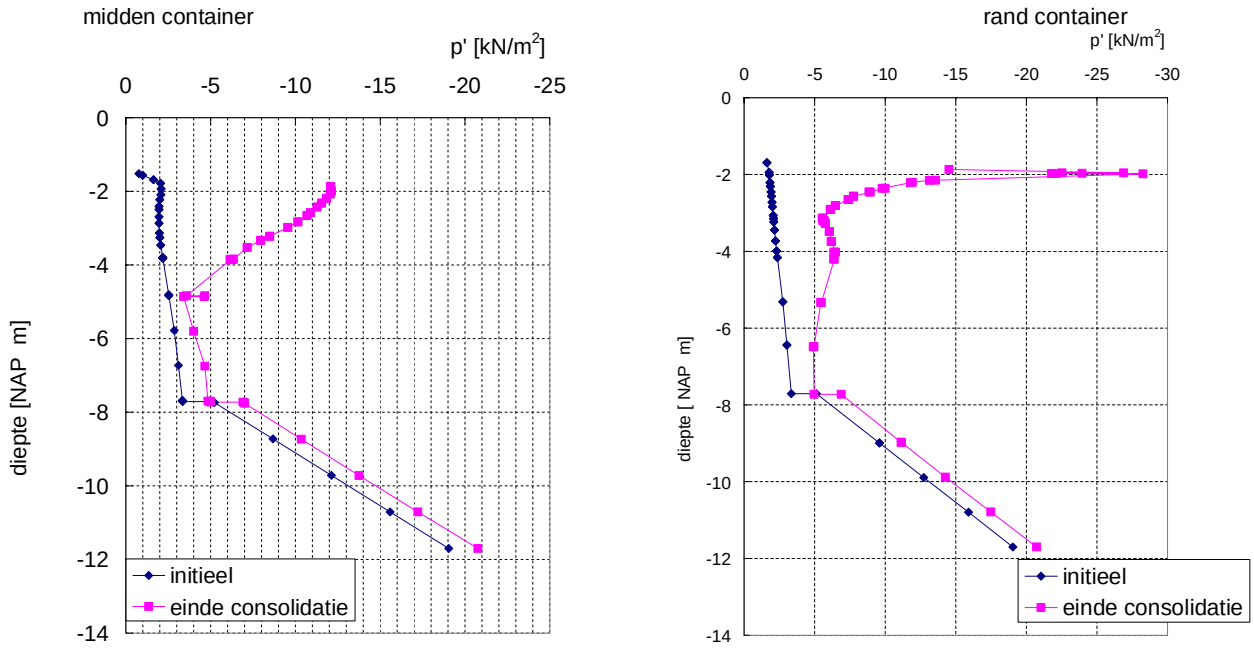
5.5 Invloedszone onder containerrij

Het belang van de consolidatieperiode bij de proeven 3, 4 en 5 is gelegen in de versterkende invloed van de ondergrond onder de containerrij. Deze invloedszone dient groot genoeg te zijn om te voorkomen dat een maatgevend glijvlak onder de invloedzone door zou lopen. In dat geval zal de sterkte toename niet leden tot een verhoogde stabiliteit. Om een indruk te krijgen van de invloedszone zijn uit de eindige elementen berekeningen het gebied bepaald waar de wateroverspanningen zich manifesteren.



Figuur 5.14 Wateroverspanning onder de enkele containerrij

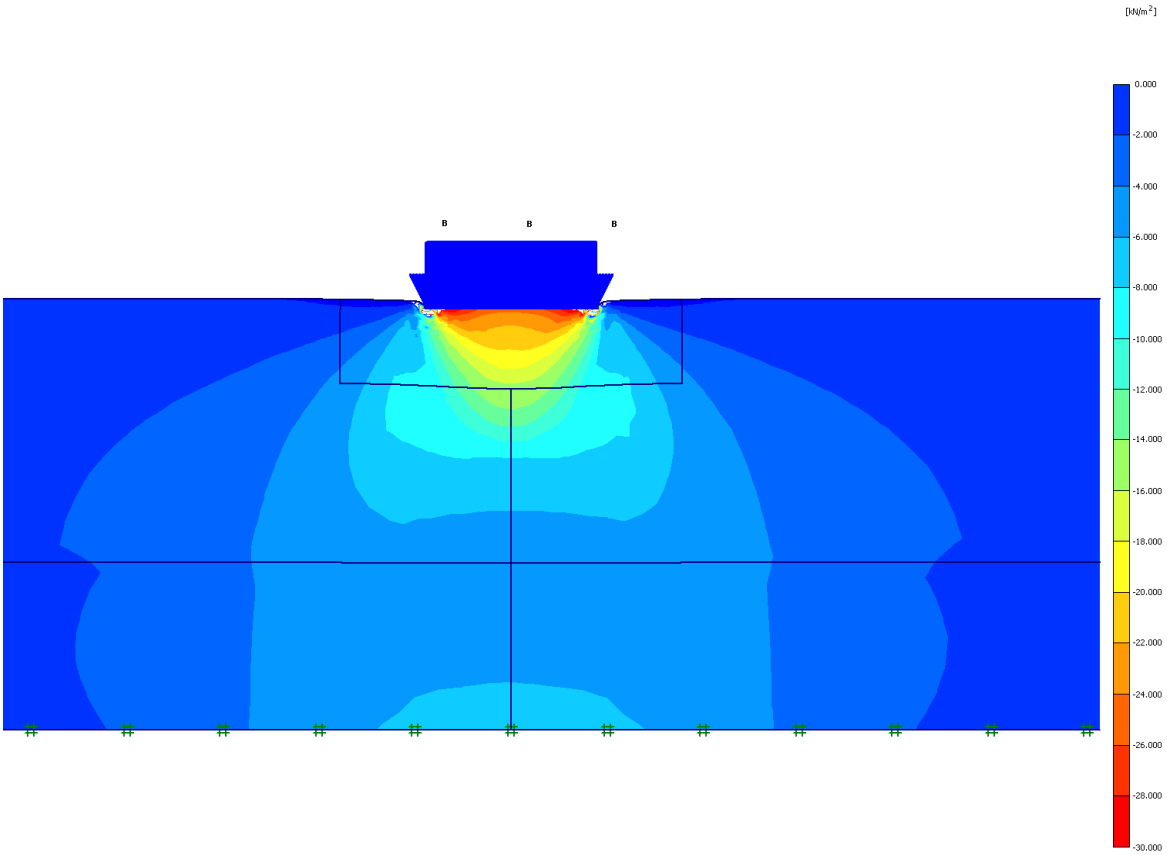
Figuur 5.14 toont de invloedszone onder de rij containers. Onder de containers zijn gebieden met verschillende kleuren aangegeven. Hoe verder onder de container hoe kleiner de spanningstoename is. Het is opvallend dat midden onder de container ook op grote diepte spanningstoename te zien is. Deze is in de orde van grootte van circa 2 kN/m^2. Figuur 5.15 geeft de toename van de isotrope effectieve spanning onder het midden en de rand van de container. Aan de rand van de container worden na afloop van de consolidatiefase hoge spanningen berekend. Deze worden veroorzaakt door de stijve plaat die onder de container is gelegen. De grafieken laten zien dat er een duidelijke beïnvloeding is tot een diepte van circa NAP -5 m, daarna volgt een constante toename van circa 2 kN/m^2 . Het is onduidelijk of een dergelijke toename daadwerkelijk verwacht mag worden of dat deze het gevolg is van de randvoorwaarden. Op basis van deze berekeningen wordt vastgesteld dat voor een enkele containerrij de invloedszone een diepte van NAP – 5 m, mv -3,60 m heeft. De constante toename van circa 2 kN/m^2 is te gering om als invloedszone te worden aangemerkt.



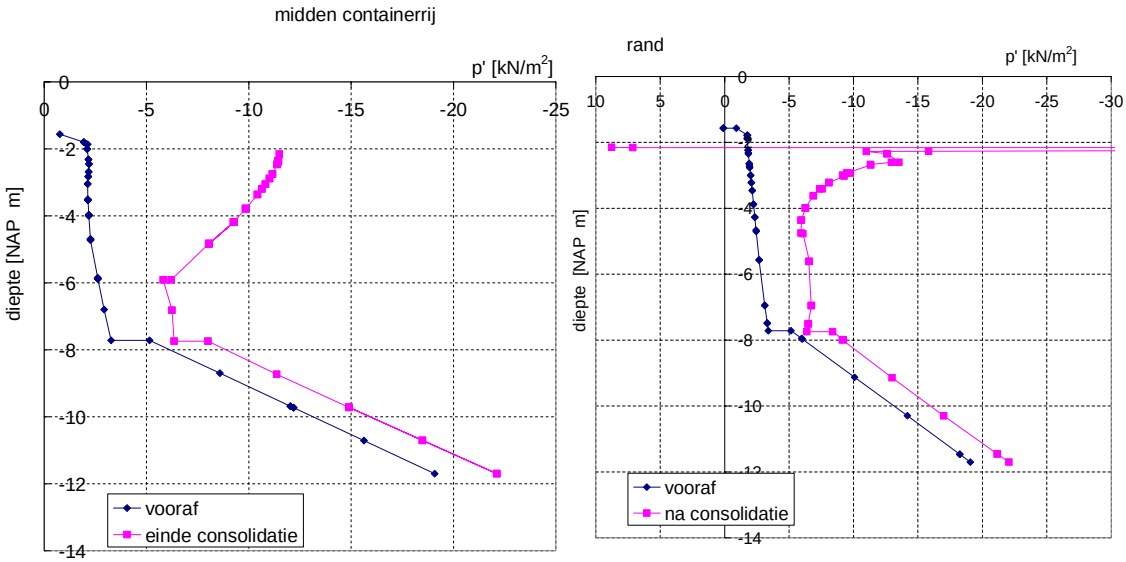
Figuur 5.15 Toename isotrope effectieve spanning onder de container, bij enkele containerrij, initieel is na plaatsing en voor de start van de consolidatiefase.

Figuur 5.16 toont de wateroverspanning direct onder een volle dubbele containerrij. Vergelijking met Figuur 5.14 laat zien dat de invloedszone een grotere diepte bereikt. Ook de bij de berekeningen van de dubbele containerrij wordt op grotere diepte een constante verschuiving van circa 3 kN/m^2 gevonden. Vooralsnog wordt aangenomen dat deze verschuiving het gevolg is van de randvoorwaarden aan de onderzijde van de geometrie. Afgezien van deze constante verschuiving reikt onder de dubbele containerrij de invloedszone tot NAP – 6 m. Aan de (rechter)rand van de containerrij reikt de invloedszone tot NAP – 5 m.

Uit de berekeningen wordt geconcludeerd dat de invloedszone onder een enkele containerrij relatief beperkt is. Indien een 4 m diepe ontgraving wordt uitgevoerd zal de invloedszone, waarin als gevolg van de consolidatiefase de sterkte in de ondergrond is toegenomen, niet de diepte van de ontgraving bereiken. Bij de toepassing van een dubbele container is dit wel het geval. Het gevaar van het toepassen van een enkele containerrij is dat zich een glijvlak ontwikkeld dat onder invloedszone doorloopt. Hierdoor zal de toegenomen sterkte in de ondergrond zich niet vertalen in een hogere evenwichtsfactor. Bij het toepassen van een dubbele containerrij is de kans dat dit optreedt aanzienlijk kleiner.



Figuur 5.16 Wateroverspanning onder een dubbele containerrij



Figuur 5.17 Toename isotrope effectieve spanningen links onder midden dubbele containerrij, rechts aan de rand van de containerrij

6 Beschrijving proefopzet

6.1 Conclusies uit berekeningsresultaten

De berekeningen geven een hoge stabiliteitsfactor aan. Uitzondering zijn de squeezing berekeningen die een wat lagere stabiliteit voorspellen. De hoge berekende stabiliteit sluit niet aan bij de ervaring opgedaan met de IJkdijk containerproef. Op basis van sondeerweerstanden kan worden gesteld dat op beide locaties, het IJkdijkterrein en het huidige terrein de sterkte van de ondergrond vergelijkbaar is. Ook in de IJkdijk containerproef werd vooraf een hoge stabiliteit voorspeld, terwijl na belasten bezwijken van de ondergrond optrad. Voor het verschil tussen de berekeningen en het gevonden proefresultaat zijn verschillende verklaringen:

1. Sterkte anisotropie, veen en humeuze klei kent een grote anisotropie in sterkte eigenschappen. Dit wil zeggen dat de sterkte in triaxiale compressie, het actieve deel van het glijvlak, groter is dan de sterkte bij een schuifvervorming zoals langs een horizontaal glijvlak optreedt. Het waargenomen glijvlak bij de IJkdijk containerproef kent een groot horizontaal component. De ongedraineerde schuifsterkte die bepaald is met behulp van de veldsondes sluit aan bij de hoge triaxiale compressie waarde. Door deze waarden, behorend bij het actieve deel van het glijvlak langs het gehele glijvlak in rekening te brengen wordt een relatief hoge sterkte in rekening gebracht. Wanneer meer laboratoriumproeven beschikbaar komen ontstaat meer inzicht in de sterkte anisotropie van het veen ter plaatse van de proeflocatie.
2. Relatie sterkte – vervormingen. In de berekeningen, zowel de analytische berekeningen met de methode Bishop als de eindige elementen berekeningen brengen de piek sterkte in rekening. De pieksterkte is de maximale sterkte die zich mobiliseert bij toenemende rekken. Met name voor veen kan de pieksterkte zich pas ontwikkelen bij relatief hoge vervormingen. Als gevolg van de hoge vervormingen kan de totale constructie al bezweken zijn voordat in het veen de maximale sterkte is aangesproken. Ten behoeve van de predictie zal vooraf eindige elementen berekeningen worden gemaakt waarbij met een hoogwaardig grondmodel en bijbehorend spannings – rek diagram wordt toegepast. Deze berekeningen geven inzicht in hoeverre de spannings – rek relatie de stabiliteit beïnvloed.
3. Ongedraineerde kruip en andere “rate effecten”. In de voorbereiding van de Bergambachtproef [GeoDelft, 2002[a]] zijn laboratoriumproeven uitgevoerd waarbij vooraf, de pieksterkte is bepaald. Vervolgens zijn op andere monsters 80 %, 90% en 95 % van de belasting aangebracht. Door de monsters ongedraineerd te laten kruipen werd bezwijken gevonden. Ongedraineerde kruip is een voorbeeld van de invloed van snelheid van belasten op de maximaal te bereiken sterkte. Er is een logaritmisch verband tussen de snelheid van belasten en de pieksterkte. Bij benadering kan worden gesteld dat een log cyclus langzamer belasten een 10% lagere sterkte tot gevolg heeft. Voor de proeven is het van belang dat de belastingssnelheid van dezelfde orde is als de belastingsnelheid van een dijklichaam en ondergrond bij het optreden van hoog water.

In de ontwerpberekeningen is geen rekening gehouden met modelfactoren voor het verdisconteren van modelonzekerheid. Ook is gebruik gemaakt van verwachtingswaarde van de grondeigenschappen.

Alle berekeningen gaven aan dat de stabiliteitproeven aanzienlijk wordt verlaagd indien het waterpeil in de ontgraving wordt verlaagd tot circa de onderzijde van de ontgraving.

Om te komen tot een succesvolle afschuiving dient de mogelijkheid van het verlagen van de waterstand in de ontgraving beschikbaar te zijn. Hierbij is de doorlatendheid van de ondergrond van belang. De laboratoriumproeven, K_0-CRS proeven en klassieke oedometer proeven laten een lage doorlatendheid, respectievelijk lage consolidatiecoëfficiënt zien. De eindig elementen berekeningen van hoofdstuk 5 laten, afhankelijk van de horizontale doorlatendheid, een hydrodynamische periode zien die meerdere jaren kan duren. Bij een dergelijk lage doorlatendheid mag worden verwacht dat de sloot niet volstroomt tijdens het graven. Bij de IJkdijk containerproef bleek de doorlatendheid van de ondergrond meer dan een orde groter te zijn dan de doorlatendheid uit de laboratoriumproeven. Toch was de instroom van water tijdens het ontgraven minimaal en bleef de ontgraving zonder problemen droog.

Wanneer de toestroom van water bij het ontgraven minimaal is, zal het verlagende effect op de stabiliteit direct aanwezig zijn. Indien tijdens de ontgraving zoveel water toestroomt dat de ontgraving vol blijft staan met water dient in een volgende fase van de proef het water weggepompt te worden om zo de stabiliteit te verlagen. Dit laatste leidt tot een betere stuurbaarheid van de proef. Echter indien zoveel water toestroomt dat tijdens het ontgraven de ontgraving vol met water blijft staan is de toestroom dusdanig dat bemalen van de ontgraving niet eenvoudig is. Er zullen grote debieten nodig zijn hetgeen gevolgen heeft voor de omgeving en wellicht niet binnen de vergunning past. Bij een lage doorlatendheid kan er voor gekozen worden de ontgraving door middel van pompen bij te vullen. Tijdens ontgraven is de stabiliteit hoog. Later in een volgende proeffase kan de waterstand weer stapsgewijs worden verlaagd.

Om meer inzicht te krijgen in de veldwaarde van de doorlatendheid wordt voorafgaand aan de werkzaamheden een kleine proef uitgevoerd. In een hoek van het terrein worden 4 stelconplaten op een afstand van 1 m uit de sloot gelegd. Onder de plaat wordt gedurende minimaal een week de waterspanningsontwikkeling gemeten. Uit deze meetreeks volgt een indruk van de consolidatiesnelheid. Om een veldwaarde van de consolidatiecoëfficiënt te vinden dient de aanpassing bij voorkeur minimaal 50% te zijn.

Met betrekking tot de afmetingen van de proefopzet wordt op basis van de berekeningen gekozen voor de grootste container en de diepsteontgraving. De afmeting tussen de container de ontgraving is 1 m. In de berekeningen is niet gevarieerd met de taludhelling. Er is een taludhelling van 1:1 in rekening gebracht. De berekeningen gaven geen aanleiding om een wijziging van de taludhelling door te voeren.

In de ontwerpberekeningen heeft de nadruk gelegen op de eerste twee proeven, de snelle ongedraineerde proeven. Voor de derde, vierde en vijfde proef is het versterkend effect van de ondergrond als gevolg van zetting, consolidatie en kruip van belang. Deze proeven zullen deels worden ontworpen naar aanleiding van de resultaten van de eerste en tweede proef en deels op de vooraf uitgevoerde berekeningen. Uit de berekeningen volgen voor de derde, vierde en vijfde proef de volgende aandachtspunten:

1 Als gevolg van zetting neemt de taludhoogte af, hierdoor zal, zelfs als de sterkte niet is toegenomen, een hogere belasting nodig zijn om tot bezwijken te komen. De vraag is of de containers voldoende groot zijn om deze extra belasting te kunnen realiseren. De berekende stabiliteit is hoger dan op basis van ervaring mag worden verwacht, tegelijkertijd wordt pas na de afronding van de eerste en tweede proef besloten in hoeverre de containersvan de 3^{e}, 4^{e} en 5^{e} proef worden belast tijdens de consolidatiefase. Deze belasting bepaalt de grootte van de te verwachte zetting.

Vanwege deze onzekerheden kan er nu nog niet worden aangegeven of, na het optreden van de zettingen nog voldoende belastingscapaciteit is de ondergrond tot bezwijken te brengen. Na de afronding van de eerste en tweede proef zal dit in het ontwerp van de derde, vierde en vijfde proef worden meegenomen. Paragraaf 6.2 geeft aan welke maatregelen mogelijk zijn om tot bezwijken te kunnen komen na de zettingsperiode.

2 Het gebied in de ondergrond onder de containers dat wordt beïnvloedt door het gewicht tijdens de consolidatiefase dient voldoende groot te zijn. Immers in dit gebied vindt er een verhoging van de sterkte plaats. Indien het gebied te gering is, zou mogelijk een glijvlak onder dit gebied langs kunnen ontwikkelen. In dat geval heeft de toename van de sterkte niet bijgedragen aan een verhoging van de stabiliteit. De consolidatie berekeningen uit hoofdstuk 5 geven aan dat bij toepassing van een enkele containerrij in combinatie met een ontgraving tot mv – 4 m de invloedszone niet tot de onderzijde van de ontgraving reikt. Bij toepassing van een dubbele containerrij is dit wel het geval.

3 Een toename van de sterkte in de ondergrond vindt voornamelijk plaats door de consolidatie van de ondergrond. Indien de consolidatie zo langzaam verloopt als in hoofdstuk 5 wordt voorspeld is de twee, respectievelijk 8 maanden consolidatietijd bij lange na niet voldoende. Voor dit onderdeel is de uit te voeren meting aan de zetting van twee stelconplaten van groot belang. Indien blijkt dat de consolidatie inderdaad langzaam verloopt zijn aanvullende maatregelen nodig. Hierbij kan worden gedacht aan het plaatsen van verticale drains of het continue bemalen van de ontgraving.

6.2 Beschrijving proefopzet

6.2.1 Enkelvoudig bezwijken

Er wordt gebruik gemaakt van containers een inhoud van 40m^3. De eerste en tweede proef worden direct tot bezwijken belast. Een enkele containerrij wordt op stelconplaten gezet. Op een meter uit de rand van de containerrij wordt een ontgraving uitgevoerd. Er wordt op voorhand de maximale ontgravingsdiepte van 3.5 m gekozen. Echter in de uitvoering wordt niet direct de maximale ontgravingsdiepte uitgevoerd. Er wordt laagsgewijs ontgraven. Afhankelijk van de gemeten vervormingen wordt besloten of de volgende laag wordt ontgraven. Indien bezwijken wordt verwacht bij het ontgraven van de volgende laag wordt het ontgraven gestopt. Nadat de ontgraving is uitgevoerd worden de container stapsgewijs gevuld. Het moment waarop de volgende belastingstap wordt aangebracht, wordt bepaald aan de hand van de gemeten horizontale vervormingen. De exacte details van de uitvoering van de proef zijn beschreven in het draaiboek. Bij de uitvoering van de ontgraving zal het een verschil uitmaken of de ontgraving onderwater of droog wordt uitgevoerd.

6.2.2 Gefaseerd bezwijken

Bij de derde, vierde en vijfde proef worden de containers gevuld tot een hoogte die lager ligt dan de bezwijkbelasting van de eerste en tweede proef. Vervolgens past de ondergrond zich aan waardoor extra sterkte wordt ontwikkeld. Deze extra sterkte wordt aangetoond door na de consolidatiefase door te belasten. De sterktetoename lijkt op de sterkte toename die zich ontwikkeld bij een gefaseerde ophoging. Vandaar dat deze proef wordt aangeduid met de term gefaseerd bezwijken.

Van belang bij het definitief vaststellen van het ontwerp van de gefaseerde proeven zijn de resultaten van de eerste en tweede proef. Immers op basis van de resultaten van de eerste en tweede proef wordt de vullingsgraad van de containers tijdens de consolidatiefase vastgesteld. Aan de hand van de vullingsgraad kan worden vastgesteld hoe groot de verwachte zetting zal zijn. Aan de hand van de verwachte zetting en de operationele sterkte

uit de eerste en tweede proef en de verwachte toename van de operationele sterkte als gevolg van de consolidatie, aging en kruip, kan worden vastgesteld of met de beschikbare opstelling nog tot bezwijken kan worden gekomen.

Indien blijkt dat dit niet het geval is zijn twee strategieën beschikbaar om toch tot bezwijken te kunnen komen. De eerste strategie is het vullen met zwaar materiaal, zand of ijzererts. Het nadeel van korrelig materiaal is dat het lastig is de container hiermee gelijkmatig te vullen. Door de voorbelasting met korrelig materiaal uit te voeren, kan later water worden toegevoegd bij het doorbelasten. De tweede strategie is het toepassen van meerdere stelconplaten. Door meerdere stelconplaten op elkaar te stapelen wordt er efficiënt belasting op de ondergrond aangebracht. Een stapel van circa 6 platen, met een dikte van 0,14 m, heeft hetzelfde gewicht als een 40 m^3 container volledig gevuld met water. Vervolgens kan kort voor het doorbelasten de containers op de platen worden gezet en doorbelast door deze te vullen met water.

Belangrijk is dat tijdens de consolidatiefase er een aanzienlijke aanpassing van de effectieve spanningen in de ondergrond plaatsvindt. Voorafgaand aan de opbouw van de locatie worden twee stelconplaten neergelegd en gemeten hoe de consolidatie onder de platen verloopt. Op basis van deze proef wordt inzicht verkregen in hoeverre de twee maanden respectievelijk 8 maanden consolidatietijd voldoende is om een versterking van de ondergrond te bewerkstelligen. Als dit niet voldoende is zal op enige wijze een versnelling van de consolidatie nodig zijn. Een mogelijkheid is het aanbrengen van verticale drains. Dit is echter minder wenselijk vanwege de zware machine en werkvloer die hiervoor nodig is. Een alternatief is het continue bemalen van de ontgraving zodat afstroming van water via de ontgraving plaatsvindt. Dit zal moeten passen binnen de bestaande vergunningen en toestemmingen.

Belangrijk bij de proeven voor gefaseerd bezwijken is dat de invloedszone voldoende groot is ten opzichte van het verwachte glijvlak. De berekeningen tonen aan dat, indien de waterstand in de ontgraving wordt verlaagd tot de bodem van de ontgraving, een bezwijkvlak mag worden verwacht dat loopt van de achterzijde van de containerrij tot aan de slootbodem. De invloedszone dient dan ook tot de onderzijde van de slootbodem te lopen. Hoofdstuk 5 geeft de resultaten van de eindig elementen berekeningen waarin de grootte van de invloedszone is berekend. Hieruit blijkt dat een voorbelasting breder dan 1 rij containers nodig is om de invloedszone voldoende omvang te geven.

De containers worden op stelconplaten gezet. De onderzijde van de containers is niet vlak. Door de containers op de stelconplaten te zetten staan de containers stevig en ontstaat een goed contactvlak tussen de container en de ondergrond. Het gebruik van de stelconplaten geeft de mogelijkheid om tijdens de consolidatiefase het gewicht van de container te vervangen door meerdere platen. Met een volumiek gewicht van de platen van 24 kN/m^3 en een dikte van 0,14 m volgt dat een stapeling van 6 platen hetzelfde gewicht vertegenwoordigt als 2 m water. Een stapeling van 6 platen heeft een hoogte van 0,8 m. Kort voor het doorbelasten kunnen de containers op de stapeling stelconplaten worden gezet en vervolgens op afstand worden gevuld met water om zo de ondergrond tot bezwijken te brengen.

7 Literatuur

CUR162 Building on soft soils, design and Construction of earth structures both on & into highly compressible subsoils of low bearing capacity CUR report 162, 1996, Balkema Rotterdam, ISBN 90 5410 146 6

[GeoDelft, 2002] Proefvak Bergambacht, Evaluatierapport, projectnummer 01,03,01, rapport GeoDelft CO-710301/334, juni 2002

[GeoDelft, 2002[a]] Proefvak Bergambacht; bijzonder grondgedrag, GeoDelft rapportnummer 710203/32 & 710301/267 versie 2 januari 2002

[GeoDelft, 2007] Grensverleggend Toetsen in Opdrijfsituaties, Bepaling ongedraineerde sterkte met veldsondes, GeoDelft rapport nummer 419230.0025, juni 2007

[Deltares, 2008] Veldtest IJkdijk meetverslag en eerste analyse, Deltares rapport nummer 420612-0017 maart 2008

[Deltares, 2008[a]] Bepaling ongedraineerde sterkte met veldsondes, aanvullend onderzoek Markermeer & Lekdijk, december 2008

[Deltares, 2009] SBW Werkelijke Sterkte, LS04, sterkte bij lage spanningen, laboratoriumproeven, Deltares rapportnummer 1200177-004-GEO-0003, juli 2009

[Deltares, 2011] D-Geo Stability version 10.1, Slope Stability Software for Soft Soil Engineering, Manual D-Geo Stability, Deltares 2011, ISBN-13: 978-94-91099-06-9

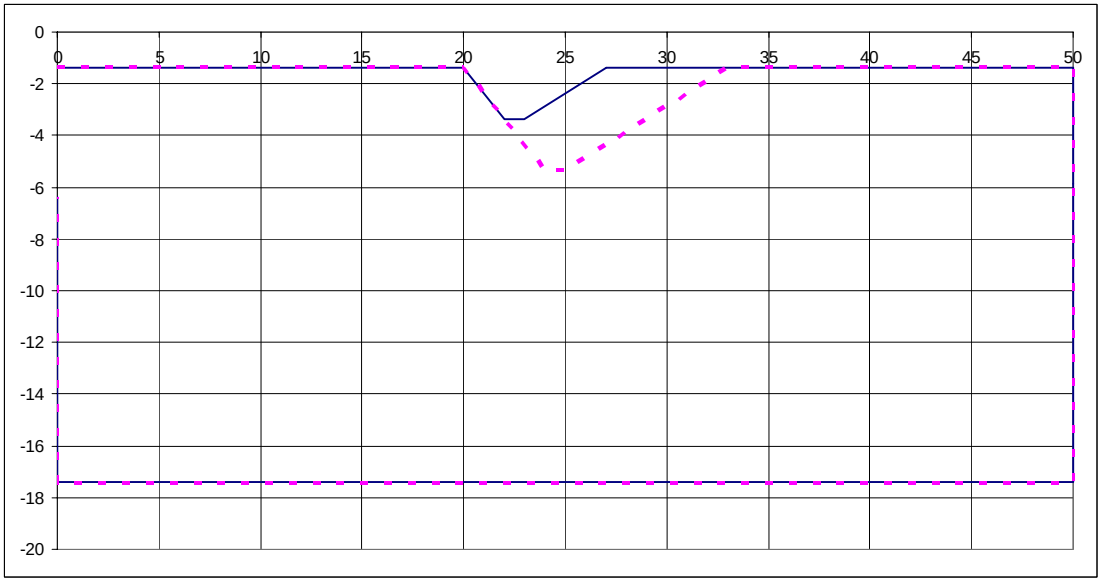
A Stabiliteitsberekeningen met Eindige Elementen Methode

Analyse stabiliteit Proef Markermeerdijk
Deltares
Hans Teunissen
Datum: 2011-11-08
Versie: 1

Inleiding
Deze bijlage beschrijft de Plaxis analyse uitgevoerd voor de stabiliteit van de container proeven bij de Markermeerdijk. In deze bijlage worden de uitgangspunten vastgelegd en de resultaten van de simulaties gegeven.

Uitgangspunten simulaties

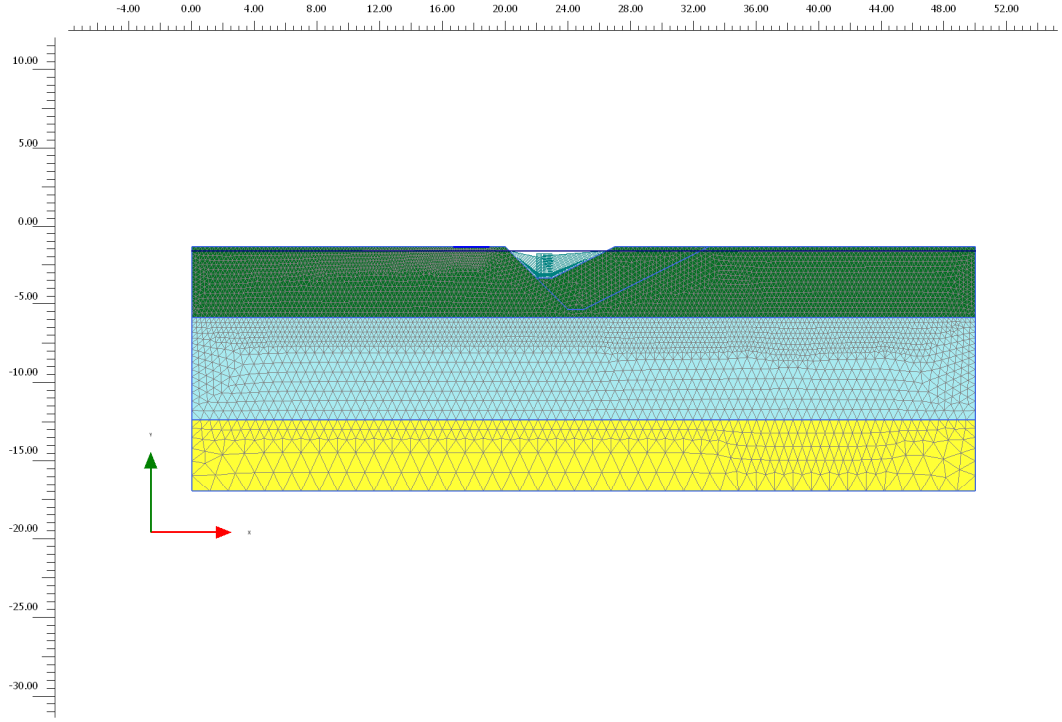
Geometrie



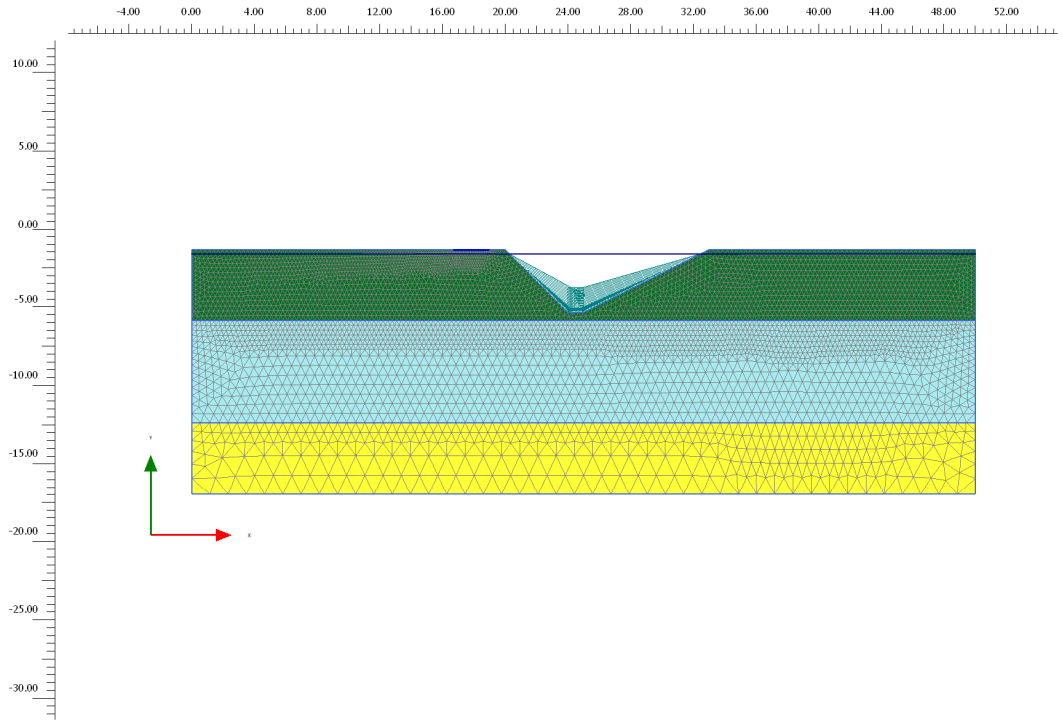
Figuur 1. Geometrie voor de Markermeerproef

De som is opgebouwd uit 9931 15-knoops elementen. De ondergrond is in drie lagen opgebouwd: veen, klei en zand. De gebruikte meshes staan in figuur 2 en 3.

Ter plaatste van de containers zijn stijve plaatelementen neergelegd. Tussen de plaat en de ondergrond zitten interface-elementen.



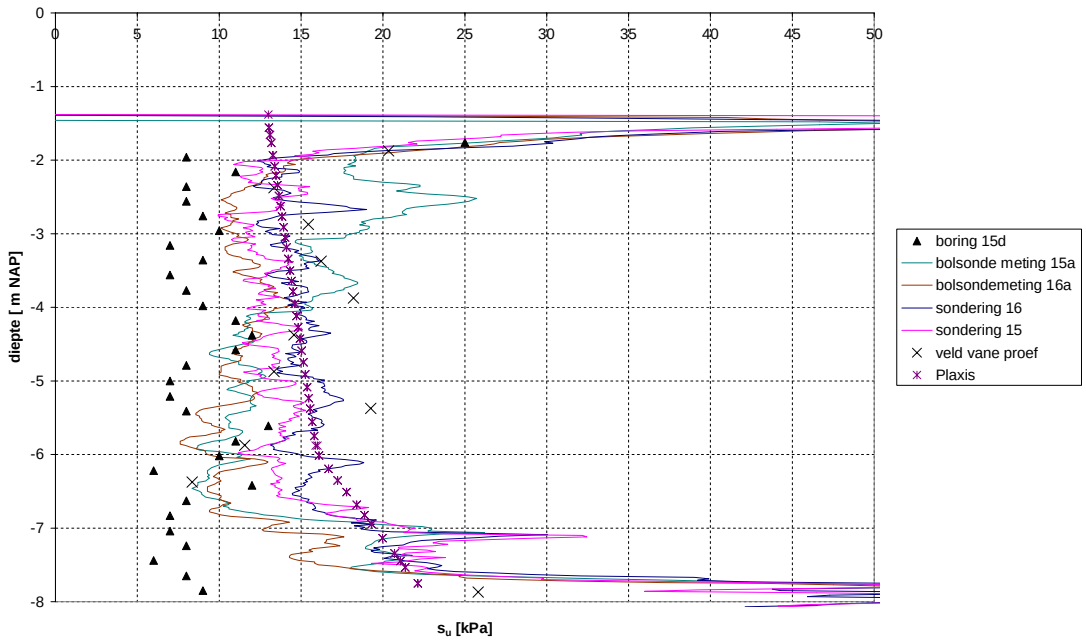
Figuur 2. Mesh 2m diepe sloot.



Figuur 3. Mesh 4m diepe sloot

Materiaalparameters

		veen	klei	zand
Materiaal model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Undrained (B)	Undrained (B)	Drained
γ_unsat	kN/m^3	10.5	15	17
γ_sat	kN/m^3	10.5	18	20
Stiffness				
E	kN/m^2	3400	3400	1.30E+04
v (nu)		0.33	0.33	0.3
Strength				
c_ref	kN/m^2	13	16	1
φ (phi)	°	0	0	30
ψ (psi)	°	0	0	0
c_inc	kN/m^2/m	0.66	3.5	0
y_ref	m	-1.5	-6	0
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m^2	0	0	0
Undrained behaviour				
Undrained behaviour		Manual	Manual	Standard
Skempton-B		0.9738	0.9738	0.9783
v_u		0.495	0.495	0.495
K_w,ref / n	kN/m^2	1.24E+05	1.24E+05	4.88E+05



Figuur 4. Toegepaste s_u in relatie met de metingen

Grondwaterniveaus

Voor de freatische lijn wordt uitgegaan van NAP – 1.65 m gebruiken en voor de stijghoogte in het diepe zand NAP -2.10 m. In het veen wordt uitgegaan de freatische lijn en in het zand van de diepe potentiaal. In de klei tussen deze lagen wordt uitgegaan een geleidelijke overgang tussen deze 2 potentialen.

Fasering berekening

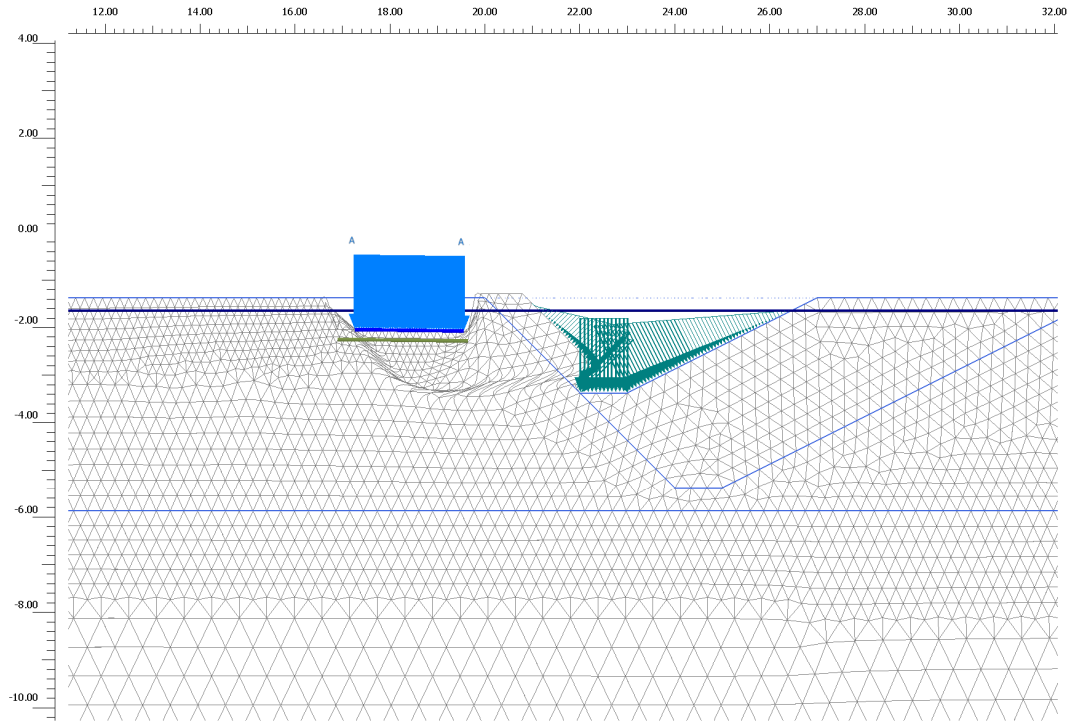
De simulatie bestaat uit de volgende stappen:
- Initiatie van de spanningen bij een vlak maaiveld;
- Nulstap ter controle;
- Ontgraven van de sloot;
- Belasten van de container tot bezwijken.

De belasting wordt aangebracht op een stijve plaat. Tussen de plaat en grond zit een interface Hiervoor wordt uitgegaan van de eigenschappen van het onderliggende veen. De R-inter is aangenomen op 0.3. Dit betekent dat de schuifweerstand van de interface beperkt is maar niet gelijk aan nul.

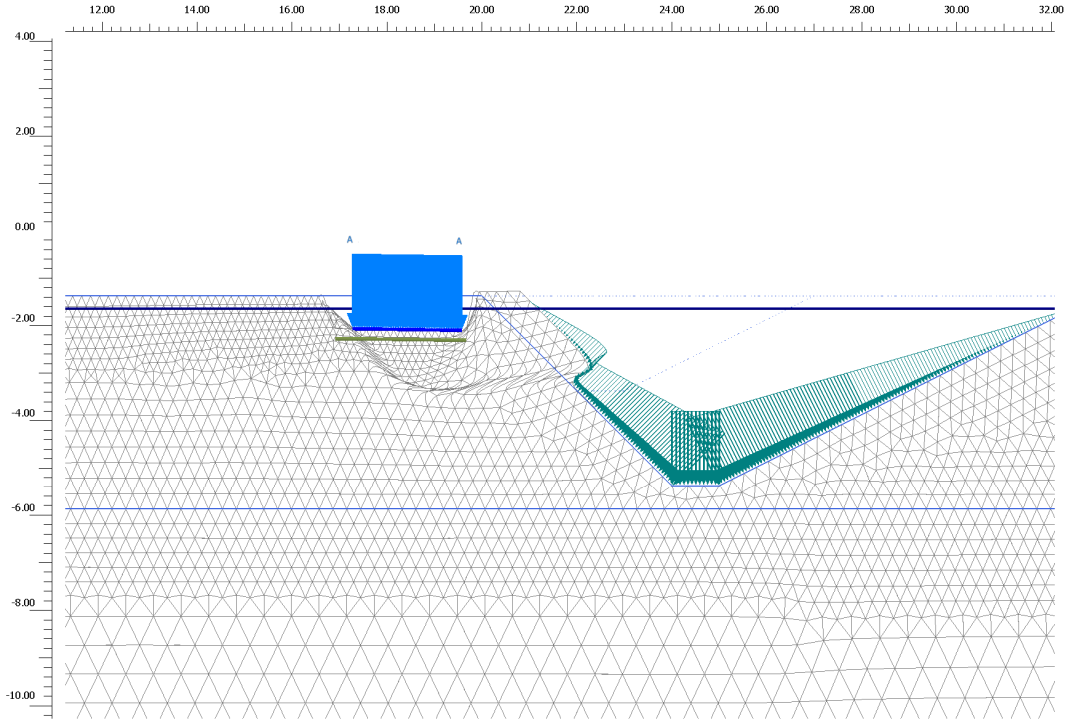
Resultaten

Simulatie: ontwerp proef 3

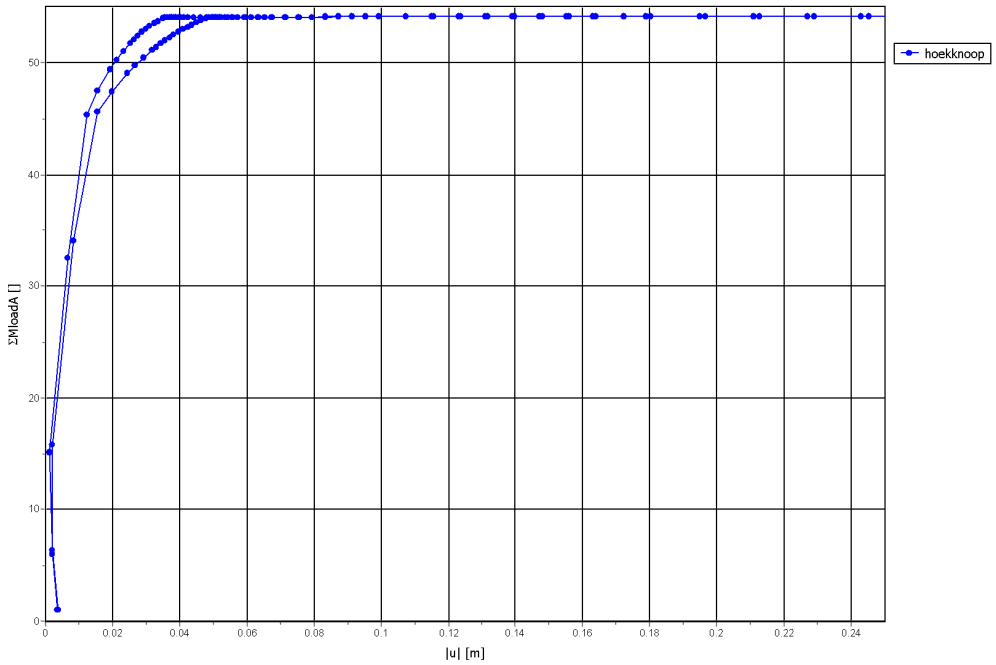
Uit de resultaten blijkt dat de belasting en sterkteprofiel in deze berekening leidt tot gelijke resultaten met gelijk bezwijkmechanisme voor een slootdiepte van 2m diep als voor van 4m diep (figuren 5 en 6).



Figuur 5. Bezwijkmechanisme bij ontgraving van 2m diepe sloot.



Figuur 6. Bezwijkmechanisme bij ontgraving van 4m diepe sloot.



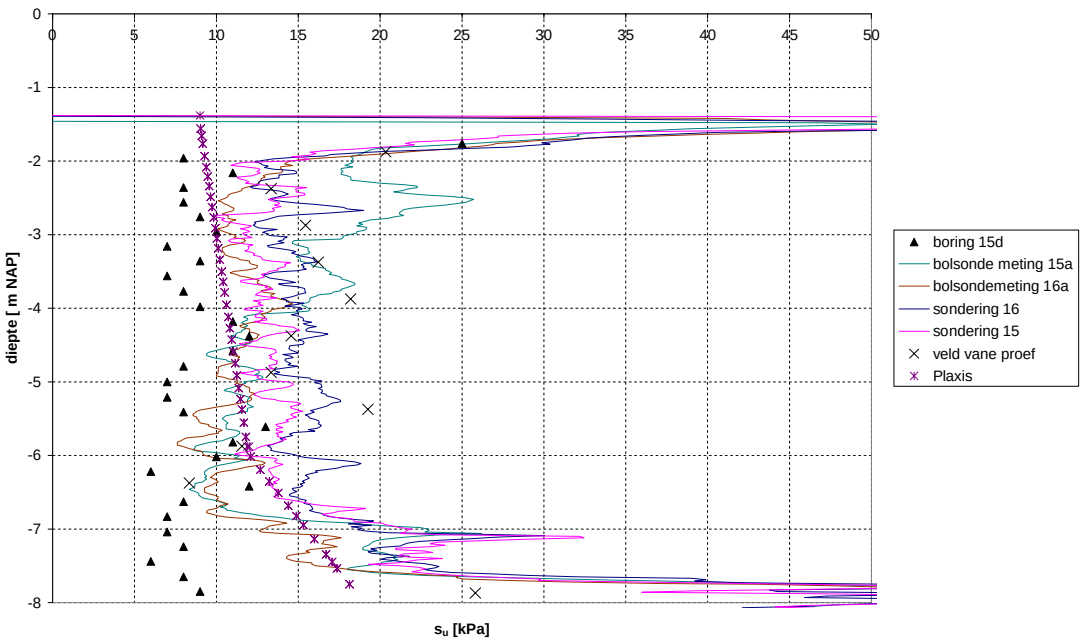
Figuur 7. Last-verplaatsings kromme van simulatie: ontwerp proef 3.

Ook de toelaatbare belasting is in beide gevallen identiek en komt uit op 54.1 kN/m^2. Deze werkt op een breedte van 2.30 m. In deze belasting zit zowel de containerbak, de platen en het gewicht van water in de container.

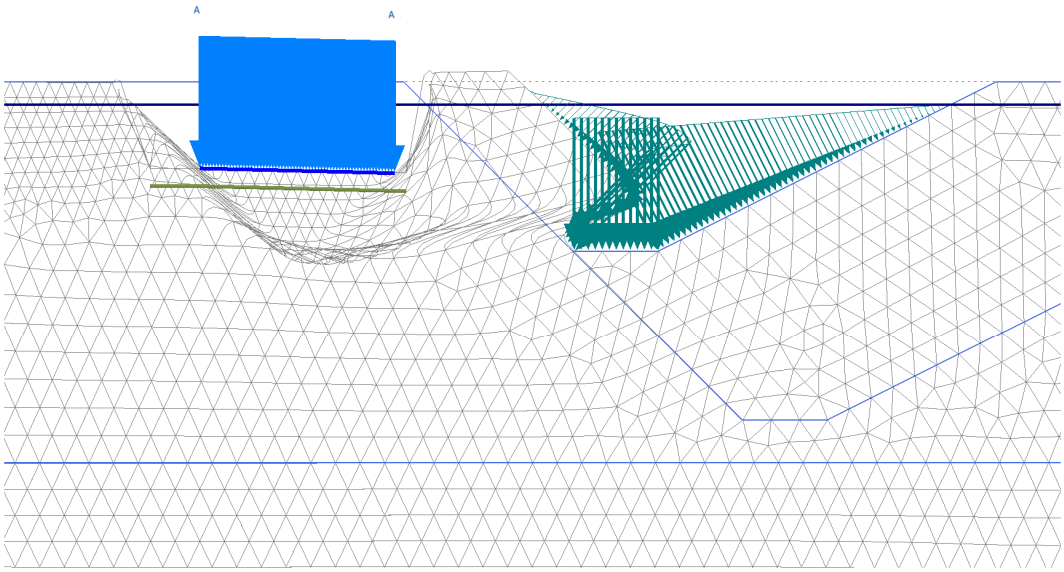
Het valt op dat diepte van de sloot geen effect heeft op de bezwijkbelasting. Dit betekent voor de proef dat hier geen additionele “bezwijkreserve” uit kan worden gehaald. Uieraard als de sloot veel ondieper zou zijn heeft dit mogelijk wel effect.

Simulatie: ontwerp proef 4

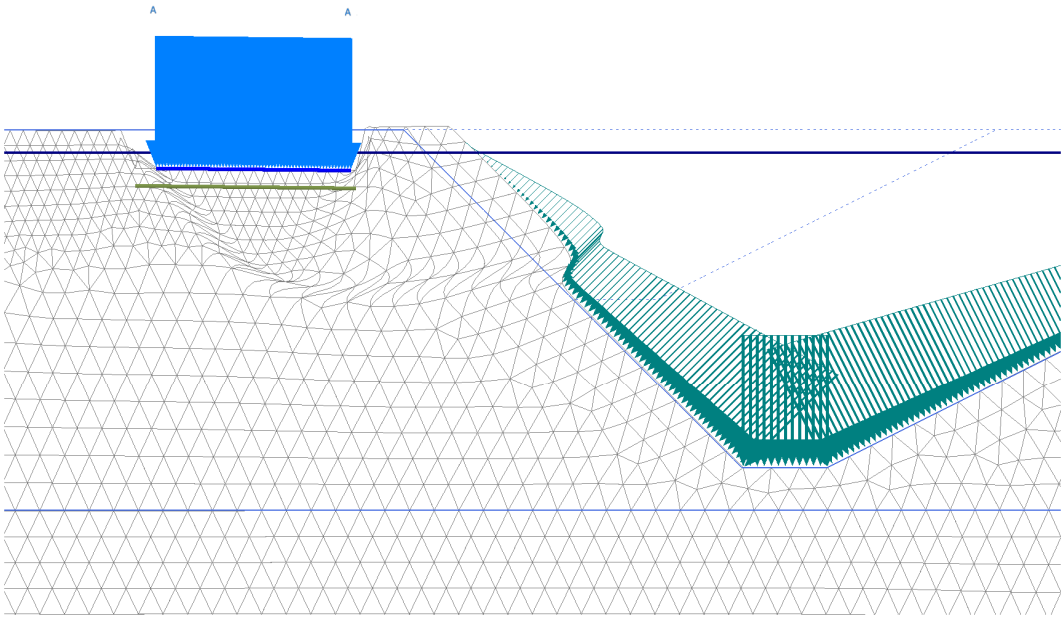
In deze simulatie is de s_u van veen en van klei met 4 kN/m^2 verlaagd. Dit leidt tot een s_u profiel als in Figuur 8 is weergegeven.



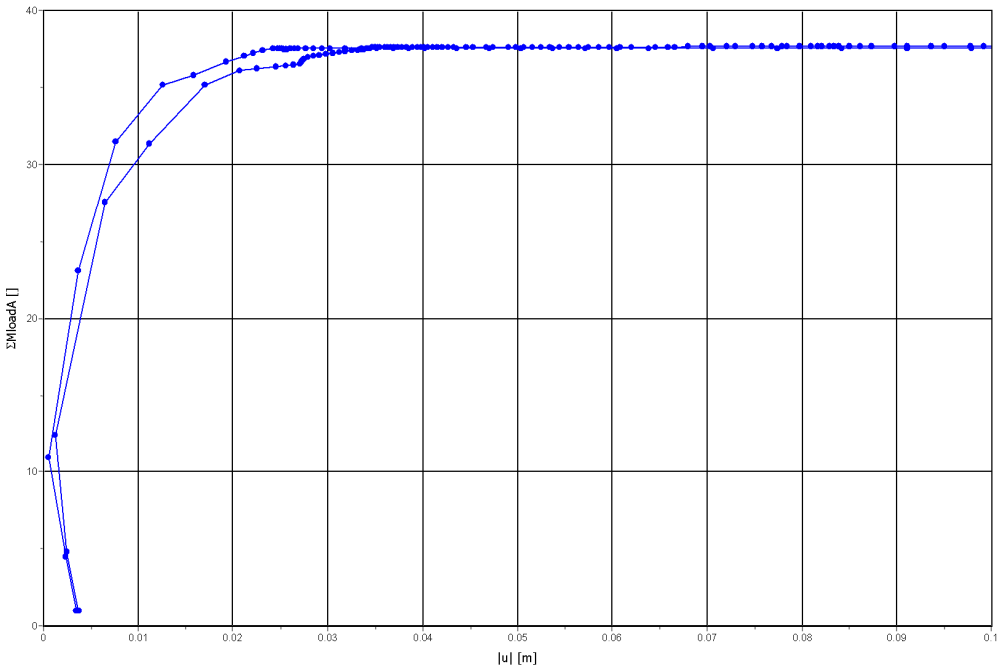
Figuur 8. Toegepaste s_u voor deze simulatie met de metingen.



Figuur 9. Bezwijkmechanisme bij ontgraving van 2m diepe sloot.



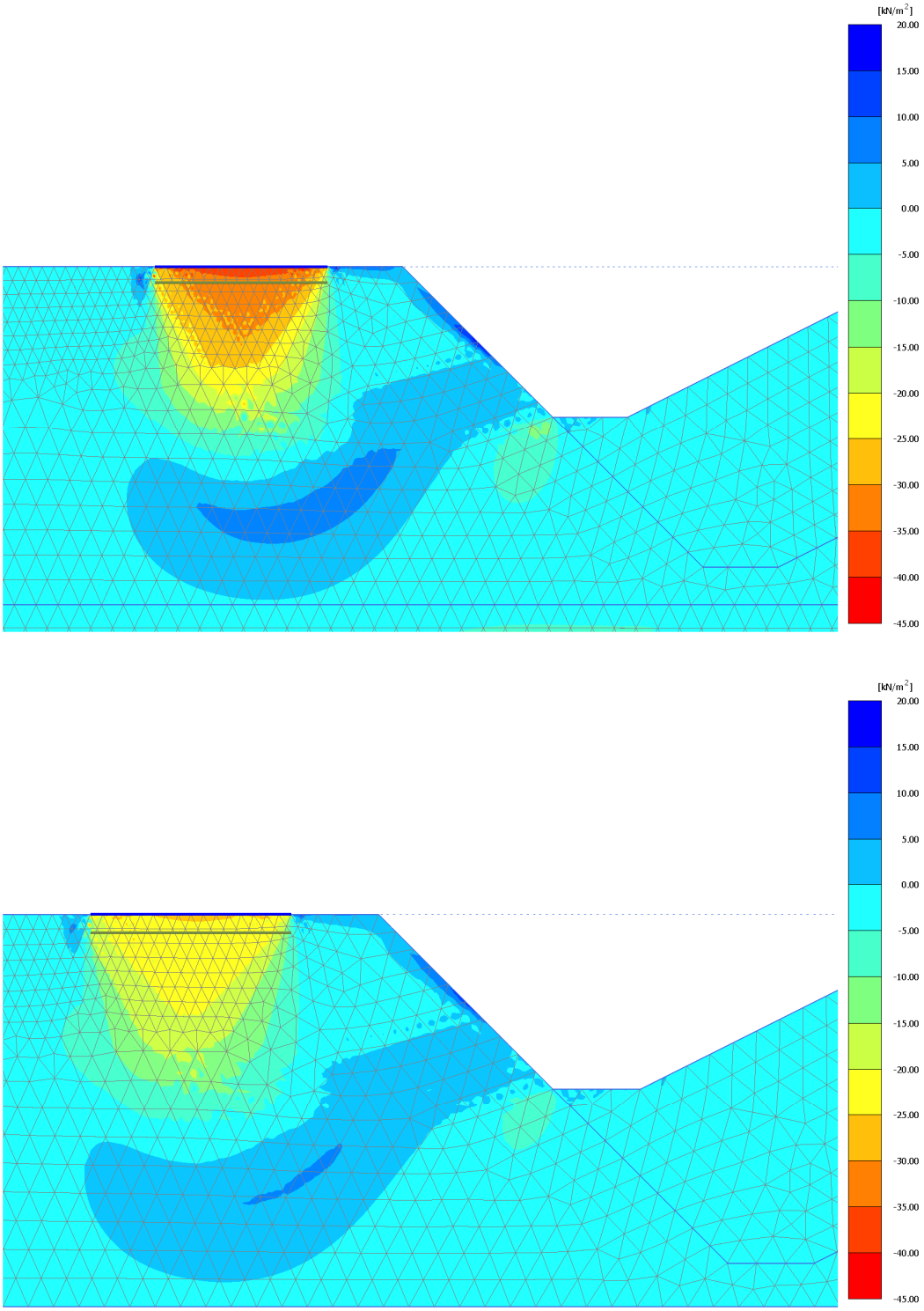
Figuur 10. Bezwijkmechanisme bij ontgraving van 4m diepe sloot.



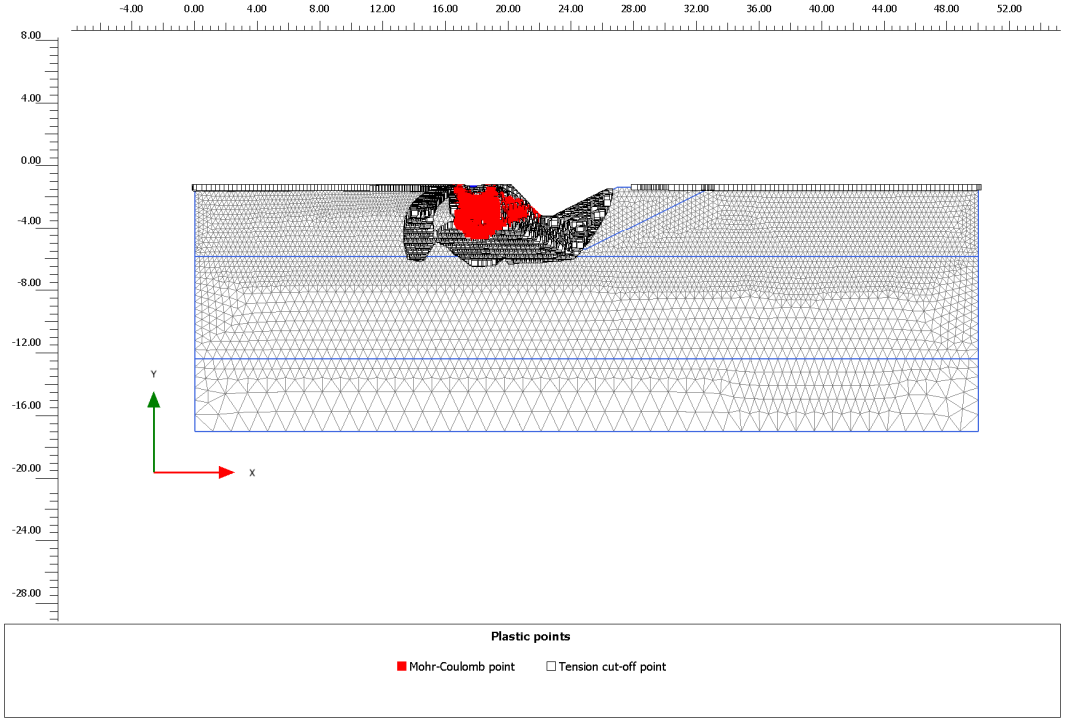
Figuur 11. Last-verplaatsings kromme van simulatie: ontwerp proef 4.

De toelaatbare belasting komt uit op 37.7 kN/m^2 voor een 2m en 4m diepe sloot. Dit is duidelijk lager dan in de vorige analyse. In de simulatie ontwerp proef 4 is het uittreepunt in de sloot

In deze analyse zijn de gegenereerde wateroverspanningen wel lager. In Figuur 12 zijn de resultaten weergegeven voor de sloot met een diepte van 2 meter.



Figuur 12. Wateroverspanning na het aanbrengen van de belasting boven ontwerp proef 3 en onder ontwerp proef 4.

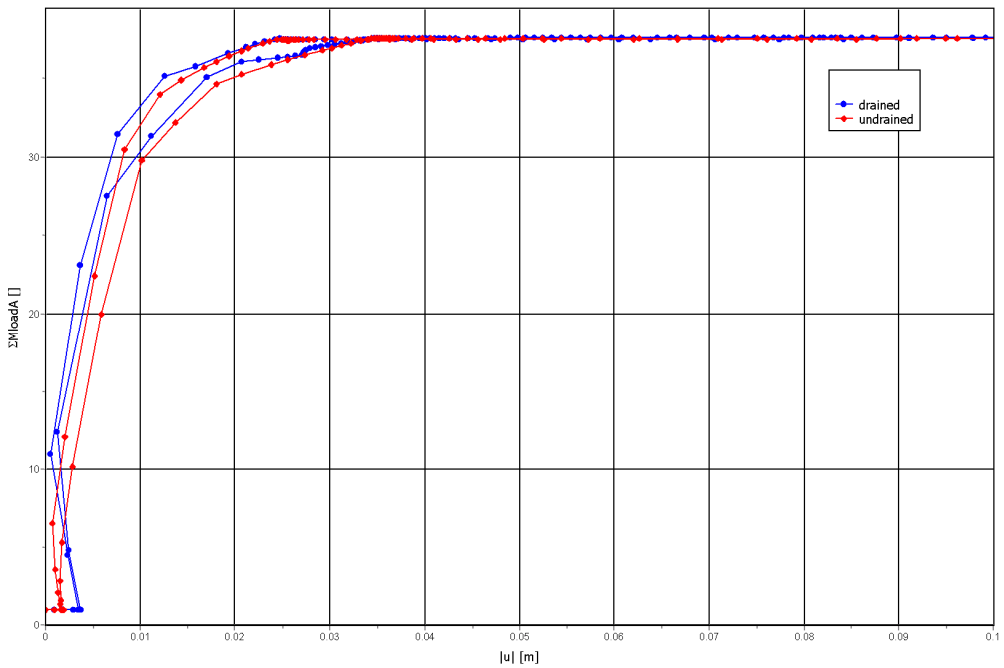


Figuur 13. Plasticiteit bij een sloot van 2m.

Opvallend is de grote hoeveel tension cut-off punten in de analyses. In figuur 13 zijn de resultaten weergegeven van de plastische punten bij de 2 m diepe sloot.

Simulatie: ontwerp proef 5

In de simulaties zoals hiervoor beschreven is de ontgraving gedraineerd uitgevoerd. In deze analyse op basis van de materiaalparameters van ontwerp proef 4 alleen de ontgraving is ongedraineerd uitgevoerd.

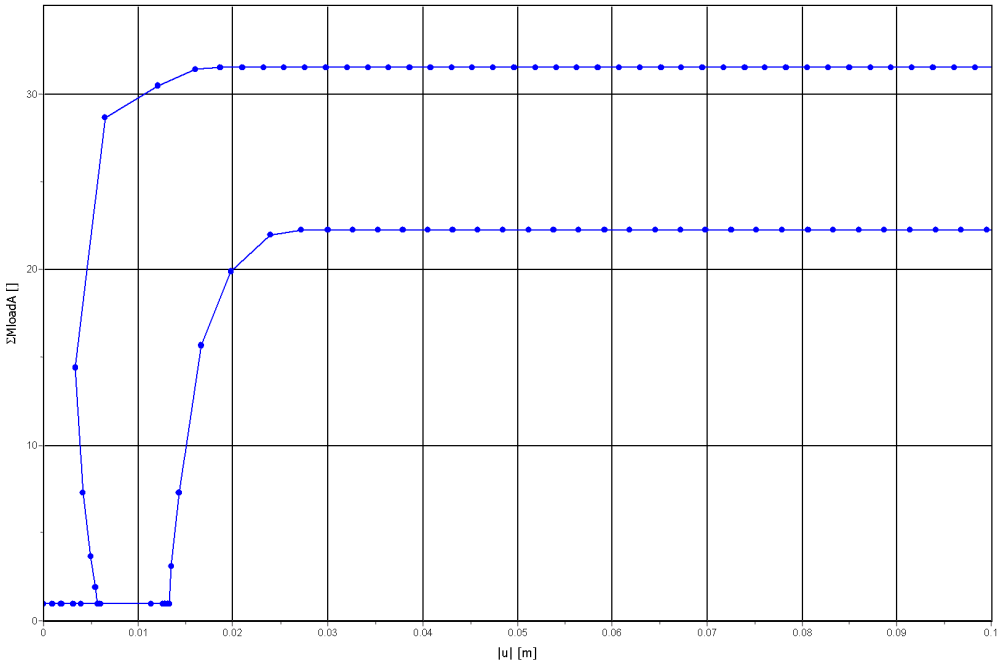


Figuur 14. Last-verplaatsingskromme van ontwerp proef 5.

De maximale toelaatbare belasting is direct vergelijkbaar met gedraineerd ontgraven. Dit geeft aan dat de waterspanningen die ontstaan door het ontgraven niet van doorslaggevende betekenis zijn voor de sterkte analyses.

Simulatie: ontwerp proef 6

Deze simulatie is uitgevoerd om te zien wat de invloed van waterstand verlaging in de sloot heeft op de sterkte van het systeem. Doordat het proces van het verlagen van de waterstand niet gemodelleerd wordt is de aan te houden waterniveaus en de overgang naar een eind niveau niet eenduidig. In de simulatie is er voor gekozen om in het veen een aangepast freatisch verloop aan te nemen. Voor het zand geldt de diepe potentiaal en voor klei wordt er geïnterpoleerd. De waterstandverandering wordt ongedraineerd aangebracht. Voor de 2m diep sloot wordt tot NAP -3.0 m verlaagd en voor de 4m diepe sloot tot NAP -5.0 m.

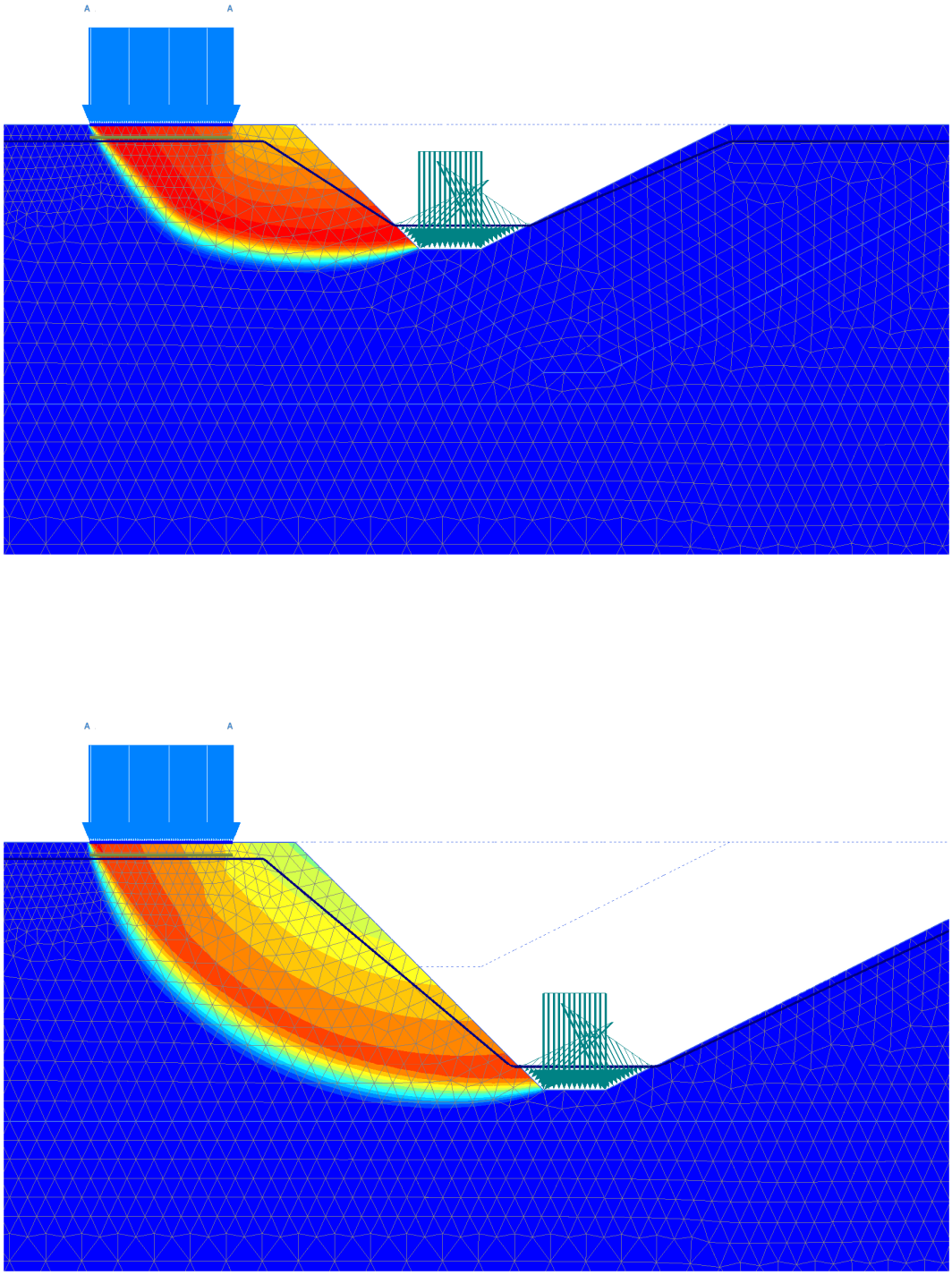


Figuur 15. Last-verplaatsingskromme van ontwerp proef 6.

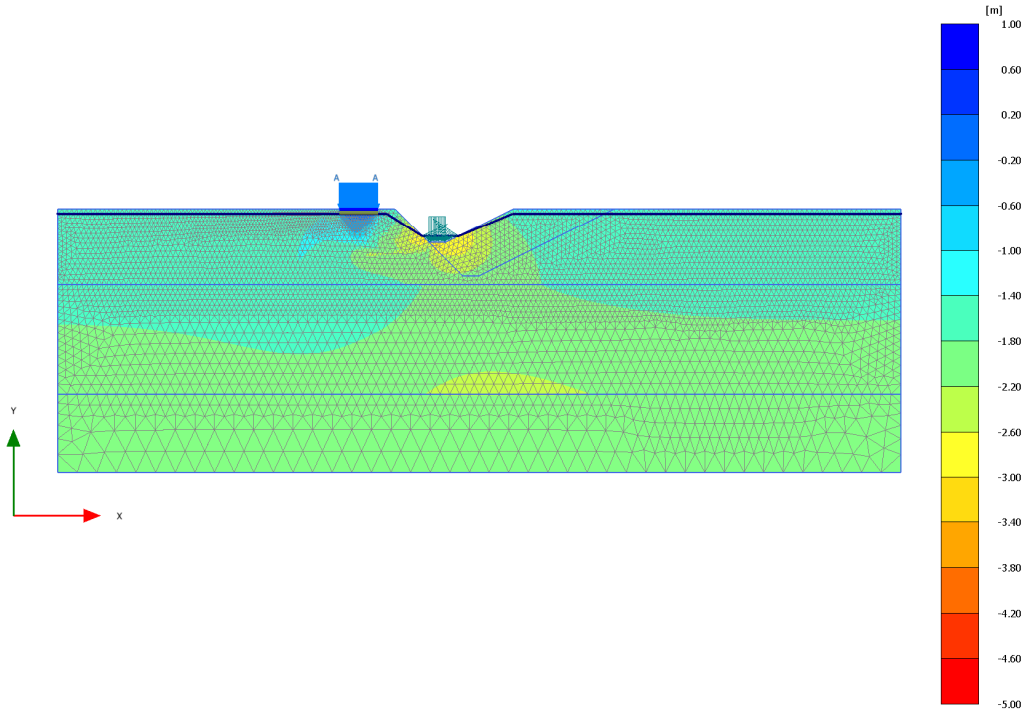
De resulterende belasting gaat nu omlaag van 37 kN/m^2 naar 32 kN/m^2 voor de 2m diepe sloot en naar 22 kN/m^2 voor de 4m diep sloot.

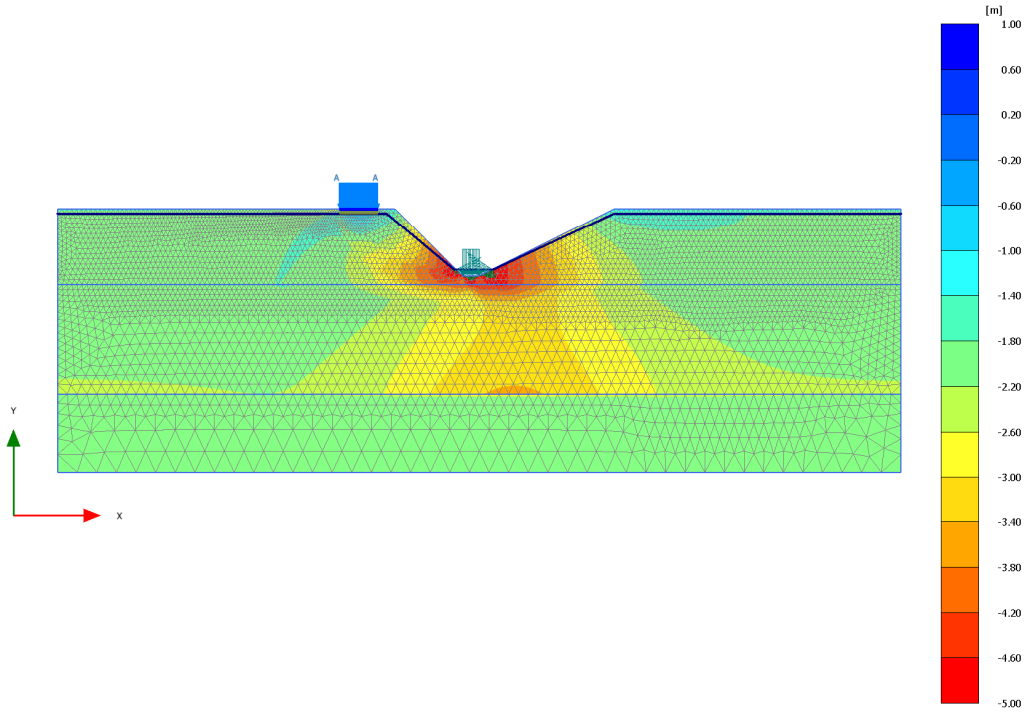
De bewegingsmechanismes gaan door de teen van het sloot talud. Dit is te zien in figuur 16.

In Figuur 17 is de waterhoogte weergegeven op het einde van de simulaties. Opvallend is de druktoename aan de onderzijde van de klei.



Figuur 16. Verplaatsingsmechanismen bij een verlaging tot -3.0 m NAP boeven en tot NAP -5.0 m bij het onderste mechanisme.

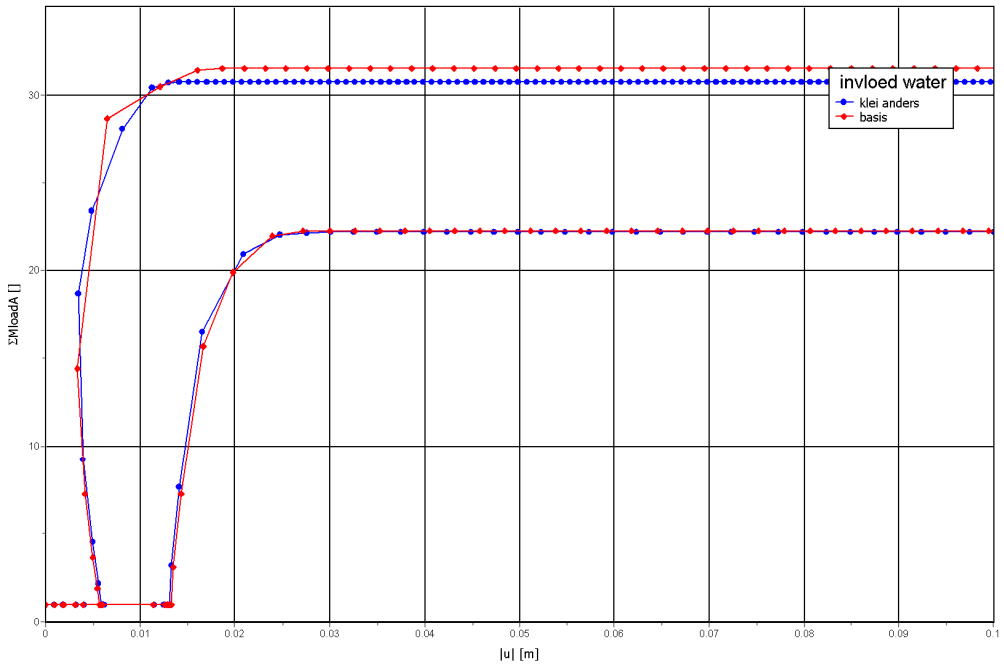




Figuur 17. Stijghoogteverloop bij een waterstandverlaging in de ontgraving tot NAP -3.0 m (boven) respectievelijk NAP -5.0 m (onder).

Simulatie: ontwerp proef 7

In deze simulatie is de waterspiegel in de klei gelijk aan de oorspronkelijke freatische lijn.



Figuur 18. Last-verplaatsingskrommes van ontwerp proef 6 en 7.

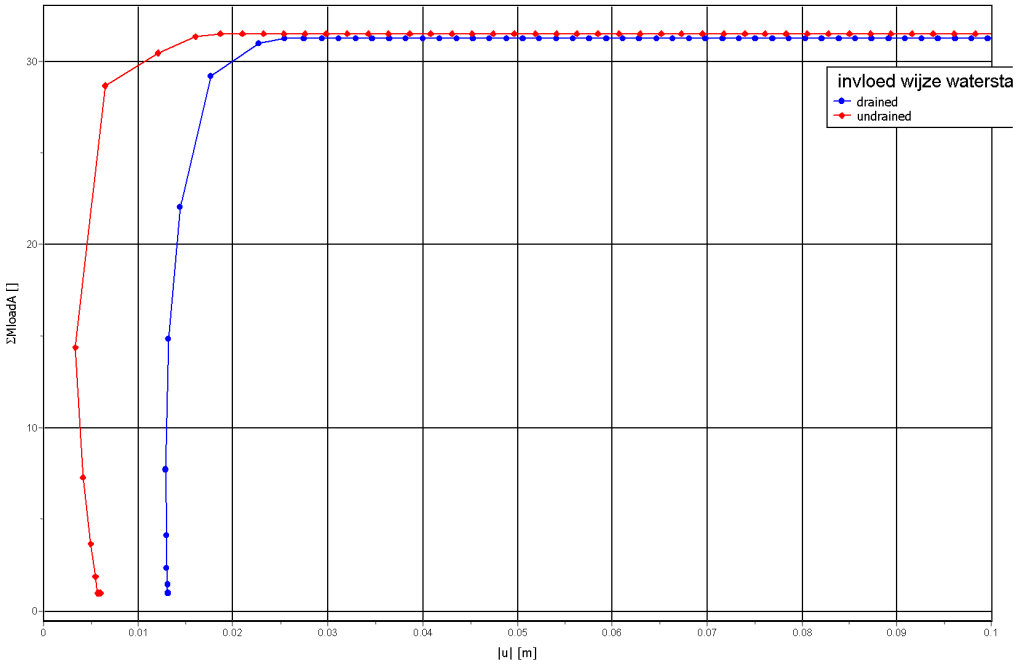
De resulterende belasting gaat nu omlaag van 37 kN/m^2 naar 31 kN/m^2 voor de 2m diepe sloot en naar 22 kN/m^2 voor de 4m diep sloot. De invloed van deze aanname is niet groot.

Simulatie: ontwerp proef 8

Deze simulatie is als ontwerp proef 6 maar de waterstandveranderingen zijn nu gedraineerd aan gebracht.

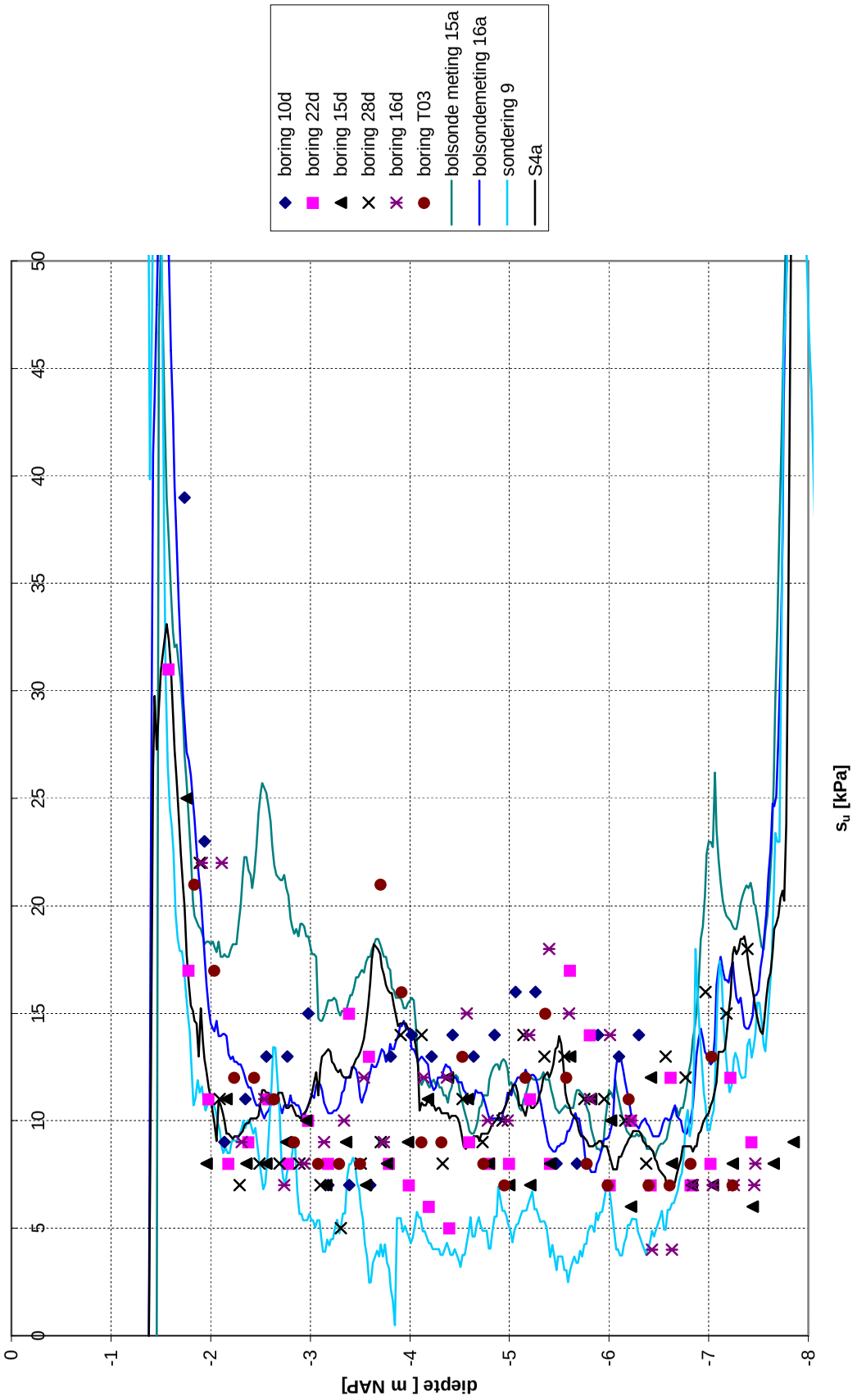
Voor de 4m diepe sloot is het niet mogelijk deze waterstandverlaging aan te brengen er ontstaan dan stabiliteitsproblemen tussen de container en de slootrand.

Voor de 2m diep sloot blijkt er weinig verschil te zitten in vergelijking tot de berekening met een ongedraineerde waterstand verlaging.



Figuur 19. Last-verplaatsingskrommes van ontwerp proef 6 en 8.

B Ongedraineerde schuifsterkte bepaald uit veldsondemetingen



Deltares
Enabling Delta Life

Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 177, 2600 MH DELFT

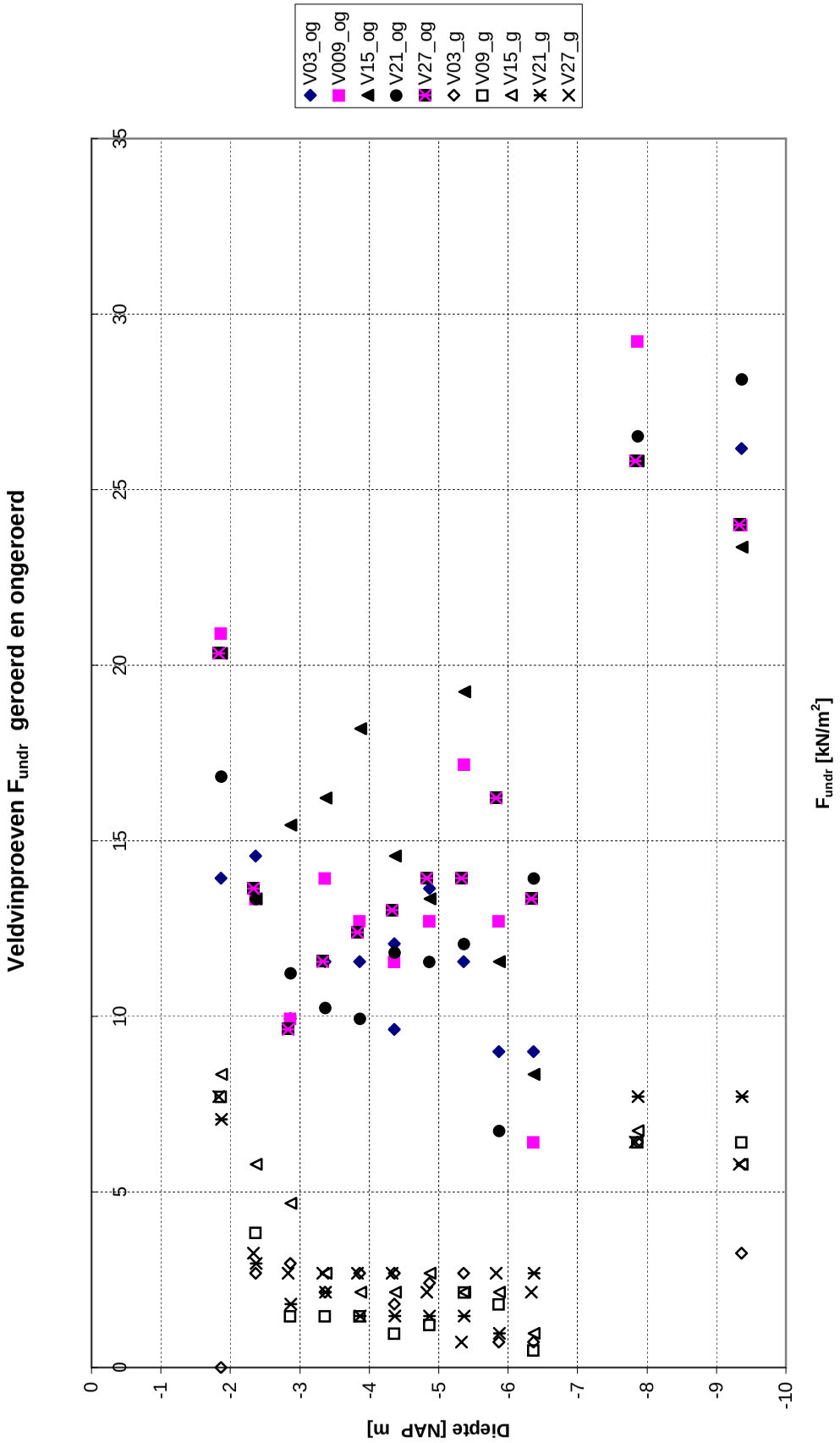
Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

Datum 2011 -sept - 25	get. Zwb	
1203768	gez.	
BIJL. B	form. A4	

Onderzoeksproject Dijken op Veen
Bepaling ongedraineerde schuifweerstand
Ontwerp containerproef

C Veldvinwaarnemingen

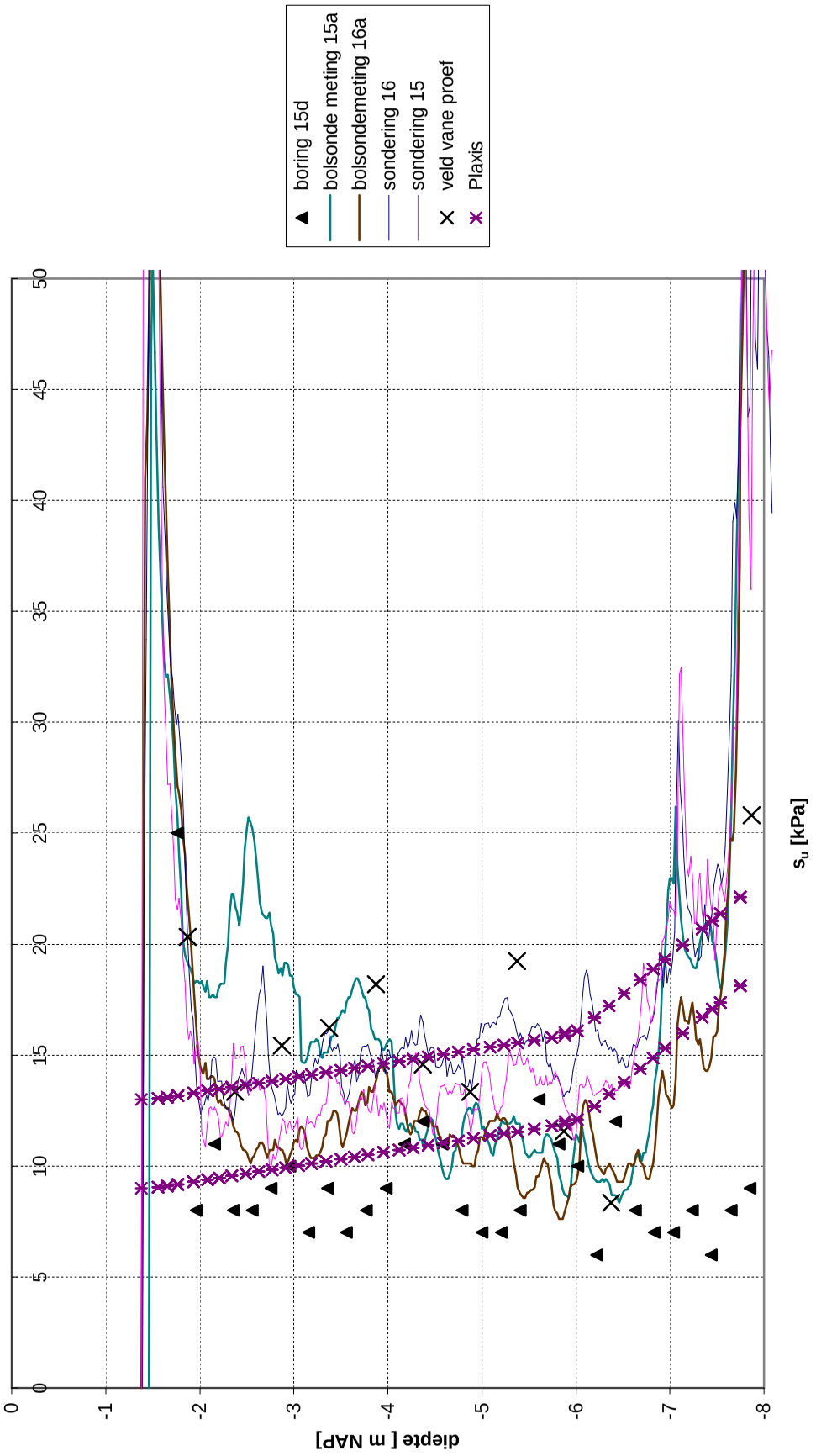


Deltares
Enabling Delta Life
Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 177, 2600 MH DELFT
Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21
Homepage:
www.deltares.nl

Datum 2011 -sept - 25	get. Zwb	
1203768	gez.	
BIJL. C	form. A4	

Onderzoeksproject Dijken op Veen
Bepaling ongedraineerde schuifweerstand
Ontwerp containerproef

D Veldsondemetingen ter plaatse van de eerste containerproef

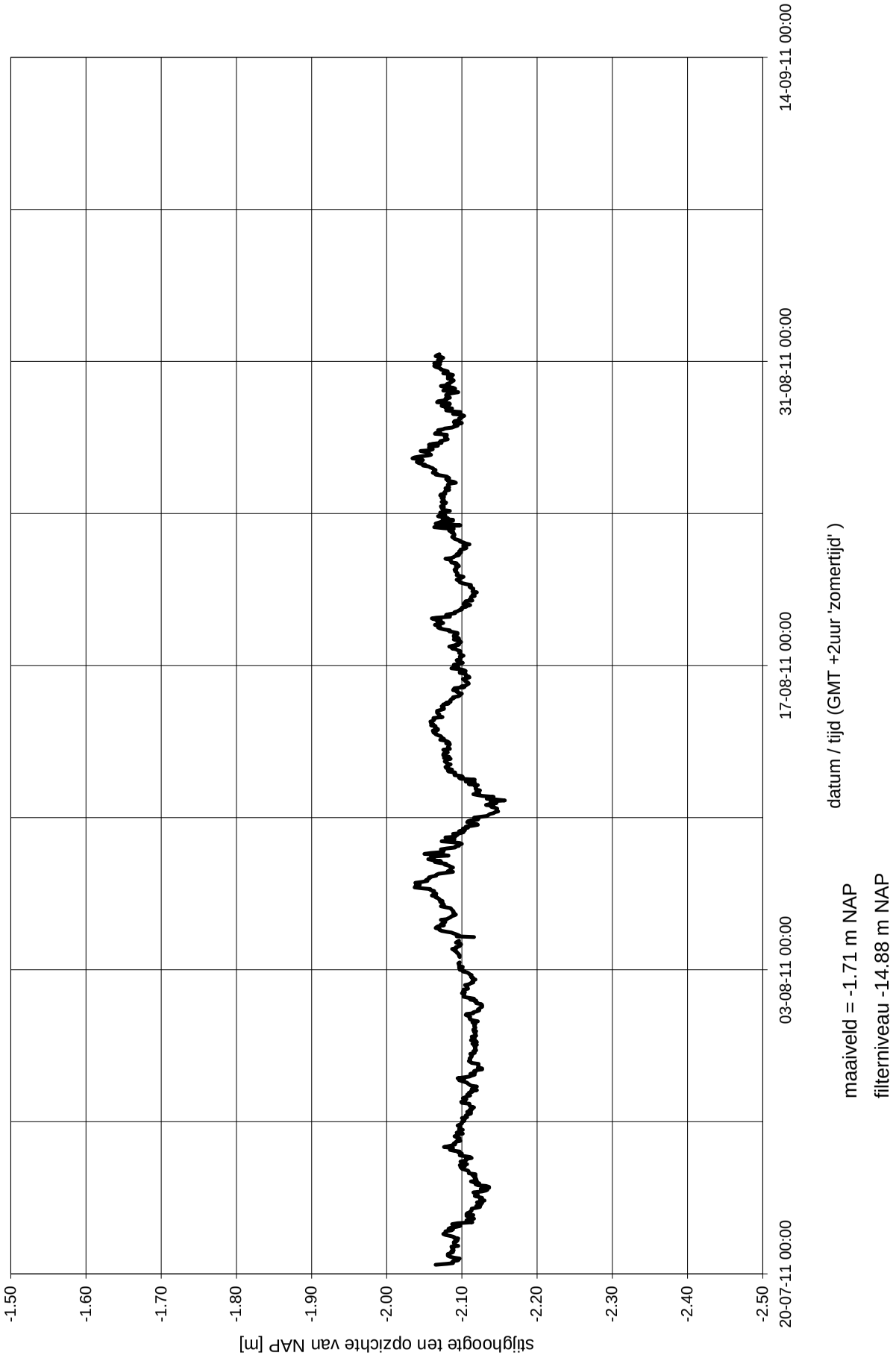


Deltares
Enabling Delta Life
Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT
Postbus 177, 2600 MH DELFT
Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21
Homepage:
www.deltares.nl

Datum 2011 -sept - 25	get. Zwb	
1203768	gez.	
BIJL. D	form. A4	

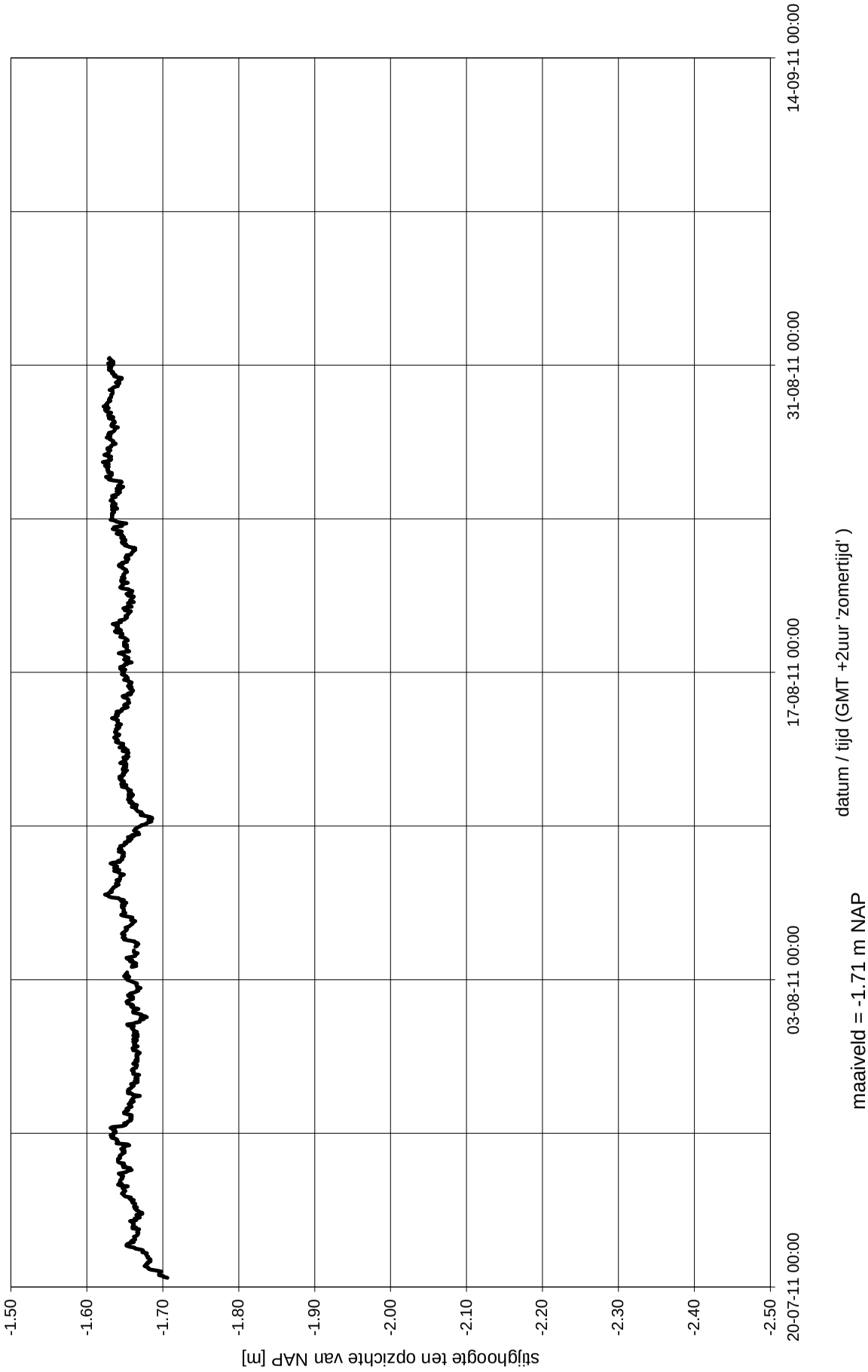
Onderzoeksproject Dijken op Veen
Bepaling ongedraineerde schuifweerstand
Ontwerp containerproef

E Peilbuiswaarnemingen



Deltares
Postbus 177, 2600 MH, Delft
Stieltjesweg 2, 2628 CK, Delft
T +31 (0)88 335 72 00
F +31 (0)88 335 76 76
www.deltares.nl
info@deltares.nl

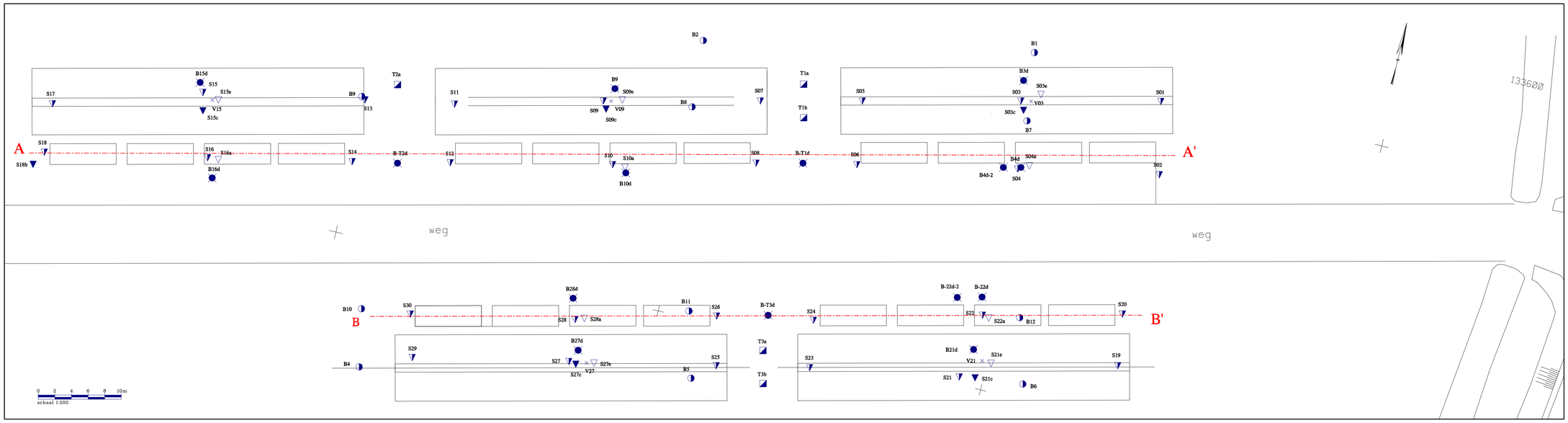
PRAKTIJKPROEF MARKERMEERDIJK	datum 31-08-2011	get. Waar
ZEEDIJK, UITDAM	opdrachtnummer 1203768	gez. *
REGISTRATIE PEILBUIS PB01	bijlage **DV01**	form. A4

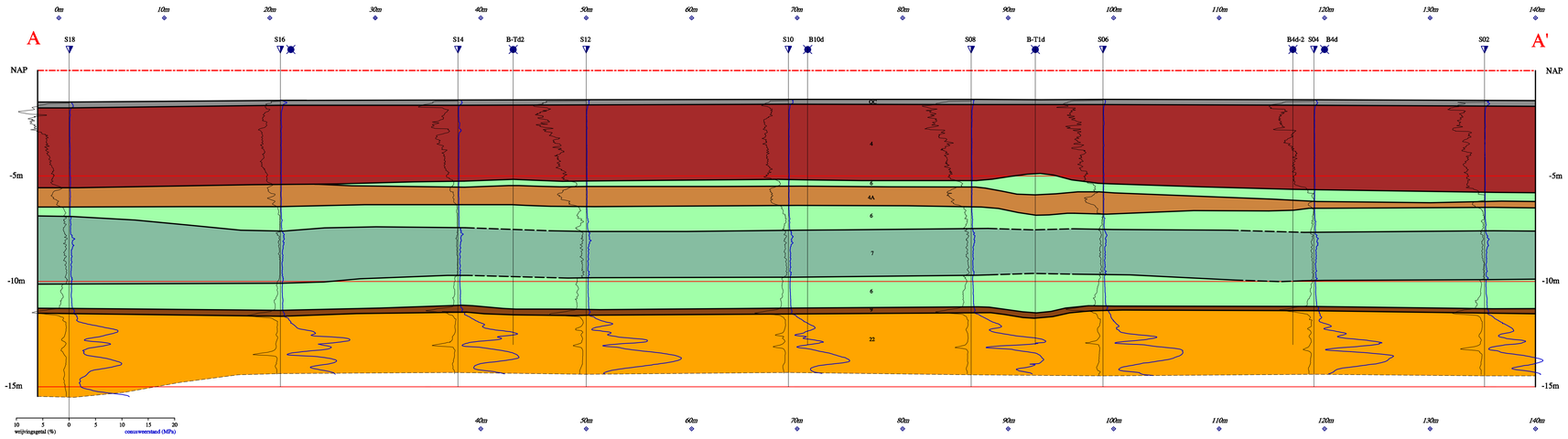


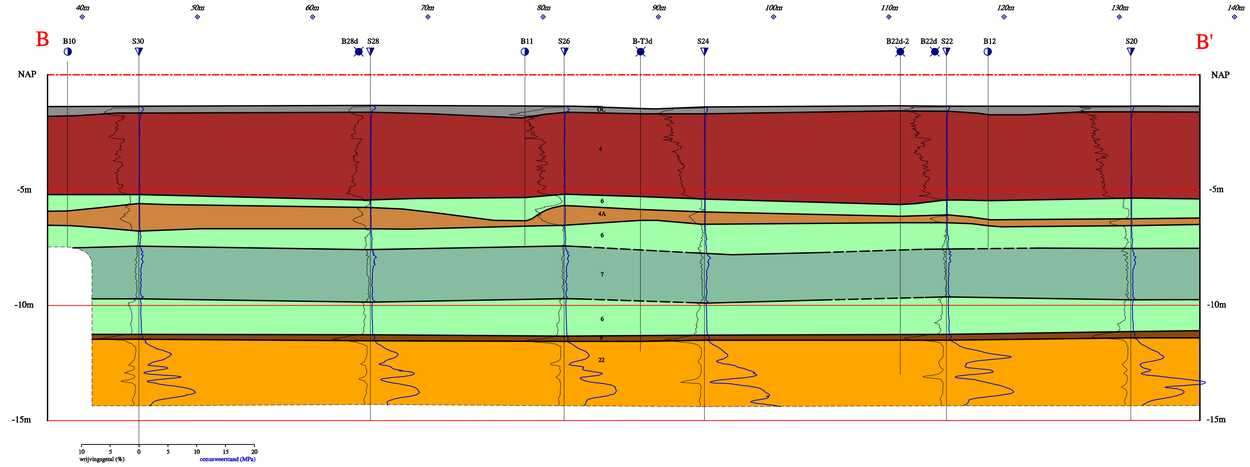
Deltares
Postbus 177, 2600 MH, Delft
Stieltjesweg 2, 2628 CK, Delft
T +31 (0)88 335 72 00
F +31 (0)88 335 76 76
www.deltares.nl
info@deltares.nl

PRAKTIJKPROEF MARKERMEERDIJK	datum	get.
	31-08-2011	Waar
ZEEDIJK, UITDAM	opdrachtnummer	gez.
	1203768	*
REGISTRATIE PEILBUIS PB02	bijlage	form.
	DV02	A4

F Geotechnisch lengteprofiel







ALGEMENE LEGENDA

- Sondering
- Handboring (guts)
- Begemannboring 29mm
- Begemannboring 66mm

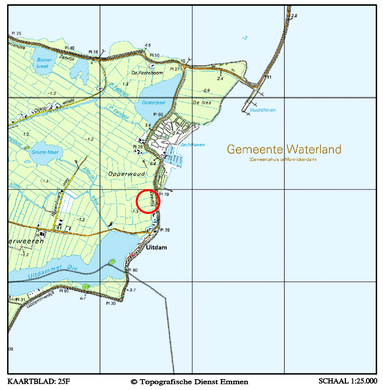
Schaal profiel: horizontaal 1:200
vertikaal 1:100

0 2 4 6 8 10m
schaal 1:200

Grens onzeker

LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA

OC	hoofdzakelijk teelaarde	*Antropogene gronden*	HOLOCEEN
4	veen	*Formatie v Nieuwkoop*	
4A	veen, kleiig tot sterk klei		
6	klei, siltig, vaak humeus	*Formatie v Naaldwijk*	
7	klei, siltig tot zandig		
9	veen	*Formatie v Nieuwkoop*	
22	zand, fijn-middel, lokaal veen- of leemlaagje	*Formatie van Boxtel*	PLEISTOCEEN



KAARTBLAD: 25F © Topografische Dienst Emmen SCHAAL 1:25.000

FILENAM: 1203768_b0-02_markermeer_a-b007.dgn

Deltares
P.O. Box 177, 2600 MH Delft, The Netherlands
Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT, The Netherlands
T +31 (0)15 285 35 00
F +31 (0)15 261 06 21
www.deltares.nl
info@deltares.nl

datum	gek.
2011–09–07	Geol
1203768–007	verv. Vin
BIJL. G1	form. 50/100

PRAKTIJKPROEF DIJKEN OP VEEN

GEOTECHNISCHE PROFIELEN A-A' en B-B'