


POVM Eemdijkproef

DO opbouw, proef en herstel FSP

Product I1/I2

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteurs: M. Post
J. Bredeveld

Datum: januari 2018

Versie: definitief





Project
11200956-008-GEO-0007

Pagina's
1

Samenvatting

Om het werkelijke gedrag van een met damwandconstructie versterkte waterkering (de 'blauwe dijk') onder extreme condities tot na bezwijken betrouwbaar in kaart te brengen is binnen de POV|Macro stabiliteit voor deze principetechniek een full-scale bezwijkproef (FSP) voorzien. Door bij dezelfde ondergrond- en belastingcondities ook een full-scale bezwijkproef op een niet constructief versterkte dijk (de 'groene dijk') uit te voeren, wordt een referentie voor het geconstateerde gedrag verkregen.

In dit rapport wordt het definitief ontwerp (DO) van de opbouw-, proef- en herstelfase van de blauwe en groene dijk behandeld (product I1 conform offerte).

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
01	dec 2017	Ir. M. Post Ir. J. Bredeveld		Ing. H.T.J. de Bruijn		Ir. L. Voogt	
02	jan 2018	M. Post J. Bredeveld		H. de Bruijn		L. Voogt	

Status
definitief

Inhoud

0	Producten overzicht	A-1
1	Inleiding	A-2
1.1	Achtergrond	A-2
1.1.1	Aanleiding	A-2
1.1.2	Probleemstelling	A-2
1.1.3	Oplossingsrichting Eemdijkproef	A-3
1.1.4	Fasering	A-3
1.2	Doelstelling	A-4
1.3	Leeswijzer	A-4
1.4	Gebruikte termen en afkortingen	A-5
1.5	Referenties	A-5
2	Uitgangspunten conform VO	A-6
2.1	Proefterrein	A-6
2.1.1	Locatie en bereikbaarheid	A-6
2.1.2	Gebruik van proeflocatie	A-6
2.2	Opbouw proefdijken	A-7
2.2.1	Grondwerk	A-7
2.2.2	Ontgraving	A-8
2.2.3	Compartimentering	A-9
2.2.4	Infiltratievoorzieningen	A-9
2.2.5	Constructievorm	A-10
2.2.6	Bovenbelasting	A-11
2.3	Fasering FSP	A-11
3	Uitgangspunten aangepast in DO	A-12
3.1	Ondergrondcondities	A-12
3.1.1	Bodemopbouw	A-12
3.1.2	Slappe kleilaag (groene dijk)	A-12
3.1.3	Voorbelaste delen (groene dijk)	A-13
3.1.4	Grondwaterregime	A-14
3.2	Te hanteren grondparameters	A-14
3.2.1	Constitutieve modellen	A-14
3.2.2	Algemene gegevens en sterkteparameters	A-15
3.2.3	Stijfheidsparameters	A-15
3.3	Constructie	A-16
3.3.1	Stabiliteit-verhogende damwandwand	A-16
3.3.2	Locatie constructie	A-17
3.4	Bovenbelasting	A-18
3.5	Overall fasering	A-18
3.5.1	Aanlegfase	A-18
3.5.2	Opbouwfase	A-19
3.5.3	Proeffase	A-20
3.5.4	Herstelfase	A-21

4 Definitief Ontwerp FSP	A-22
4.1 Onderzoeksvragen	A-22
4.2 Resultaten predicties	A-24
4.2.1 Stabiliteit kraan/ophoging bij opbouw	A-24
4.2.2 Minimaal vereiste kerende hoogte proefdijken	A-24
4.2.3 Plaatsing vloeistofdichte containers	A-24
4.2.4 Verwacht gedrag groene proefdijk	A-25
4.2.5 Verwacht gedrag blauwe proefdijk	A-27
4.2.6 Verwachte invloed bezwijken groene dijk op te beproeven blauwe dijk	A-28
4.2.7 Verwachte omvang van herstelmaatregelen	A-29
4.3 Resultaten gevoeligheidsanalyses	A-31
4.3.1 Variaties groene proefdijk	A-31
4.3.2 Variaties blauwe proefdijk	A-31
4.3.3 Stuurinformatie groene en blauwe proefdijk	A-32
5 Conclusies	A-33
5.1 DO voor groene proefdijk	A-33
5.2 DO voor blauwe proefdijk	A-34
5.3 Overige vragen DO	A-34
Bijlage(n)	
A Kennisvragen	A-1
B Interpretatie EEM parameters grondgedrag	B-1
C Predicties stabiliteit proefdijken	C-1
C.1 Memo aangepaste ophoogfasering	C-1
C.2 Resultaten stabiliteitsanalyses D-Geostability	C-1
D Damwandanalyse	D-1
D.1 Memo aanpassing damwandprofiel	D-1
D.2 Metingen damwandplanken ArcelorMittal	D-1
D.3 Afleiden uitgangspunten en resultaten predicties	D-1
E DO tekeningen	E-1

1 Producten overzicht

Als verantwoording voor de invulling van het proefprogramma rondom de POVJM Eemdijkproef zijn de volgende hoofdproducten¹ in Tabel 0.1 voorzien:

Code	Hoofdproducten
A	Algemene werkzaamheden
B	Externe stuurinformatie
C	Interne stuurinformatie
D	Inkoop installatie monitoring, veld- en laboratoriumonderzoek
E	Vergunningen
F	Geotechnisch basisrapport proeflocatie
G	Voorlopig ontwerp aanleg/opbouw FSP
H	Voorlopig ontwerp proef POT
I	Definitief ontwerp proef/herstel FSP/POT
J	Monitoringsplannen FSP en POT (aanleg, opbouw en proef)
K	Inkoop grondwerk t.b.v. aanleg en opbouw FSP
L	Inkoop grondwerk t.b.v. (tussentijds) herstel proef FSP/POT
M	Inkoop en installatie damwanden en hulpconstructies FSP/POT
N	Inkoop overig materieel t.b.v. uitvoering proef FSP/POT
O	Draaiboeken voor aanleg, opbouw, proef en herstel FSP/POT
P	Factual report en analyse reststerkte & restprofiel proef FSP
Q	Factual report en analyse opbouw en proef POT
R	Factual report aanleg FSP (groene en blauwe dijk)
S	Analyse aanleg FSP (groene en blauwe dijk)
T	Factual report opbouw FSP (groene en blauwe dijk)
U	Factual report proef FSP (groene en blauwe dijk)
V	Analyse proef FSP/POT (groen en blauwe dijk, push-over)
W	Dataverwerking en dataopslag

Tabel 0.1 Overzicht van producten bij proefprogramma POVJM Eemdijkproef

Het voorliggende **deelproduct I1** (inclusief tekeningen **deelproduct I2**) betreft het Definitief Ontwerp (DO) voor de opbouw, de proef en het herstel van de Full Scale Proef (FSP), dat onderdeel uitmaakt van **hoofdproduct I**. De rapportage deelproduct I6² (inclusief tekeningen deelproduct I7) betreffende het DO voor de opbouw, proef en het herstel van de Pull-Over Test (POT) wordt als afzonderlijk product opgeleverd.

N.B. De overige deelproducten binnen hoofdproduct I – dit betreft het onderzoek van Coen Kortendijk (HVA) en het numerieke onderzoek naar het constructieve gedrag van de discontinue wand in de POT – worden in aparte deelproducten opgeleverd.

¹ zie aanbieding met Deltares kenmerk 11200956-001-GEO-0003-ydh van 10 mei 2017;

² "POVM Eemdijkproef – DO Pull-Over Test (POT)", projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-008-GEO-0010, versie definitief, december 2017;

2 Inleiding

2.1 Achtergrond

2.1.1 Aanleiding

Binnen het huidige Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP2), een samenwerking tussen Waterschappen en Rijksoverheid, is een aantal project-overstijgende verkenningen (POV's) opgezet met als doel om dijkversterking beter, sneller en goedkoper te maken. Tegen deze achtergrond is geconstateerd dat het aantal te versterken dijkvakken in het HWBP-programma vanwege onvoldoende sterkte voor macrostabiliteit omvangrijk is. De HWBP-opgave waarbij macrostabiliteit maatgevend is, betreft 287 km. Hiervan is aan 69,5 km een hoge urgentie toegekend en opgenomen in de programmering 2015-2020. Dit vormde de aanleiding voor het opzetten van de POV|Macrostabiliteit, in het vervolg afgekort tot POV|M.

Binnen de POV|M, die is onderverdeeld in vier inhoudelijke clusters, zoeken waterschappen, het bedrijfsleven en kennisinstituten samen naar innovaties om het faalmechanisme macrostabiliteit bij dijken effectiever te kunnen aanpakken. De focus ligt hierbij op het verder helpen van de concepten die in theorie binnen de HWBP-versterkingsopgave in de referentieprojecten toegepast kunnen worden. Bij het uitdagen van de markt kunnen technieken worden voorgesteld die met de huidige richtlijnen en technische rapporten nu nog slecht kunnen worden beoordeeld. POV|M-cluster "Innovaties in versterkingstechnieken" stelt zich tot doel om voor vier principetechnieken generieke technische rapporten uit te werken, waaronder de techniek "damwanden en rekbare constructies". Dergelijke constructies worden al veelvuldig als stabiliteit-verhogende constructie (SVLC) toegepast.

2.1.2 Probleemstelling

Op dit moment ontbreekt het nog aan inzicht in het werkelijke (vervormings)gedrag onder extreme condities (i.e. combinatie van hoogwater en opdrijven achterland) van een waterkering met een damwandconstructie als SVLC. Deze extreme condities treden in de praktijk zelden op. En er is ook nog niet gevalideerd in welke mate het sterkte- en vervormingsgedrag van de waterkering met dit objecttype in het daartoe meest geschikt rekenmodel (gebaseerd op de EEM) en de werkelijkheid overeenkomen. Onder meer doordat in de praktijk (vanuit geohydrologisch oogpunt) steeds vaker discontinue damwanden worden toegepast, die ten opzichte van een continue wand mogelijk afwijkend sterkte- en vervormingsgedrag vertonen.

Deze witte vlekken in de kennis bemoeilijken het leggen van de juiste relatie tussen het voorgeschreven en in de analyse gerealiseerde betrouwbaarheidsniveau van de combinatie van damwandconstructie en de overige delen van de waterkering (grond). En daarmee het aanscherpen van de huidige ontwerpaanpak³, dat noodzakelijk is voor het beter en goedkoper constructief versterken van gronddijken. Terwijl dit objecttype in verschillende verschijningsvormen al veelvuldig is toegepast, en naar verwachting ook in de toekomst relevant blijft.

³ deze ontwerpaanpak (bestaande uit een veiligheidsfilosofie en rekenmethodiek) kan als locatie-specifiek, conservatief en pragmatisch worden gekarakteriseerd;

2.1.3 Oplossingsrichting Eemdijkproef

Om in het ontwerp van een waterkering versterkt met een damwandconstructie als SVLC wel de juiste relatie tussen het voorgeschreven en in de analyse gerealiseerde betrouwbaarheidsniveau te kunnen leggen zijn de antwoorden op de kennisvragen in Bijlage A noodzakelijk. Daartoe is voor deze principetechniek binnen de POV|M een full-scale bezwijkproef voorzien.

Deze full-scale bezwijkproef (FSP) heeft de volgende doelstellingen:

- Het betrouwbaar in kaart brengen van het (gefaseerd) bezwijken van
 - een met stalen damwandconstructie versterkte dijk ('blauwe dijk') onder extreme condities conform het mechanisme "macrostabiliteit binnenwaarts" (STBI);
 - het benutten van de plastische sterkte- en vervormingscapaciteit van de stalen damwand en hierbij introduceren van (relatief) grote vervormingen van de dijk;
 - een niet constructief versterkte dijk (de 'groene dijk') bij dezelfde ondergrond- en belastingcondities (als referentie voor het geconstateerde gedrag).
- Het vastleggen van een betrouwbare en complete set monitoringsgegevens die als case voor rekentechnische validatie (door derden) kan dienen.

Voor het kunnen bereiken van deze hoofddoelstellingen zijn twee randvoorwaarden vereist, namelijk het zoveel mogelijk aanhouden van een gelijke proefopzet bij de groene en blauwe proefdijk en een proefopzet waarmee zo dicht mogelijk bij een reële bezwijksituatie van een dijk wordt gebleven (omwille van de vertaalbaarheid⁴ van de resultaten).

In de definitiefase [1] van de FSP is er geadviseerd een onverankerde continue stalen damwand in de blauwe dijk aan te brengen, waarbij de extreme condities bestaan uit een combinatie van hoogwater, een bovenbelasting en afnemende effectieve spanningen⁵ in de grond. Door het introduceren van (relatief) grote deformaties van de dijken kan worden nagegaan op welk moment in het bezwijkproces de waterkerende functie in het geding komt.

2.1.4 Fasering

Afgezien van de definitiefase, waarin de keuzes wat betreft het te beproeven constructietype en de proeflocatie zijn onderbouwd, zijn de volgende fasen voorzien binnen de FSP:

- ontwerpfase (vaststellen van opbouwwijze proefdijk en dimensies onderdelen).
- realisatiefase, die bestaat uit:
 - aanlegfase (aanleggen van grondlichamen inclusief interne voorzieningen);
 - opbouwfase (opbouwen van proefdijken met constructies, monitoring en externe voorzieningen);
 - proeffase (uitvoeren van de proeven en vastleggen proefresultaten);
 - herstelfase (herstellen proeflocatie na bezwijken proefdijk);
- analysefase (interpreteren van de proefresultaten).

N.B. De ontwerp- en realisatiefase lopen (grotendeels) parallel aan elkaar. In de ontwerp-fase worden de aan te leggen en op te bouwen (hulp)constructies uitgewerkt.

⁴ hiermee wordt bedoeld op de mate waarin de beschikbare rekenmodellen het werkelijke gedrag van de proefopstelling zowel voorafgaand aan de proef (predictie) als naderhand (postdictie) kunnen voorspellen, en niet in hoeverre de proefopstelling qua bodemopbouw en bezwijkmechanisme overeenkomsten heeft met de unieke situatie bij POV|M-referentieprojecten

⁵ door het afgraven van het binnendijkse maaiveld tot een oprijfveiligheid van circa 1,0

2.2 Doelstelling

In dit rapport wordt het DO voor de realisatiefase van de FSP op de groene en blauwe proefdijk als onderdeel van de Eemdijkproef behandeld, op basis waarvan een deel van de kennisvragen in Bijlage A kunnen worden beantwoord. De doelstelling van dit DO zijn:

- het gestructureerd op een rij zetten van de uitgangspunten voor alle uitgevoerde predicties en gevoeligheidsanalyses;
- het presenteren van het (op basis van de huidige stand van de kennis) te verwachten gedrag van de groene en blauwe proefdijk tijdens de proef;
- het onderbouwen van de stuurinformatie in het draaiboek⁶.

Het te verwachten gedrag van de groene en blauwe proefdijk wordt vastgesteld op basis van predicties, waarvoor de afmetingen van de proefdijken juist na de aanleg op ongeroerde grond (de 'as built' situatie) het uitgangspunt vormen.

Op basis van gevoeligheidsanalyses in dit DO wordt een extra bijdrage geleverd aan de stuurinformatie in het draaiboek, die zal aangeven welke maatregel (met welke omvang) bij welk gesignaleerd gedrag van de proefdijken moet worden genomen.

2.3 Leeswijzer

De opbouw van het voorliggende DO is als volgt:

- In hoofdstuk 3 en hoofdstuk 4 worden alle uitgangspunten (zie Tabel 2.1 hieronder) voor de predicties op een rij gezet, waardoor er onderscheid is te maken tussen uitgangspunten die ook al in het VO zijn aangehouden (hoofdstuk 3) en uitgangspunten die naar aanleiding van de aanleg van de FSP zijn vastgesteld (hoofdstuk 4).

uitgangspunten	paragraaf	conform VO	aangepast in DO
opstelling proeflocatie (spiegel-symmetrisch)	§2.1.2	X	
gebruik proefterrein (maagdelijk terrein)	§2.1.2	X	
bodemcondities o.b.v. gedetailleerd onderzoek	§3.1		X
opbouw proefdijken:			
• verloop buitencontour	§2.2.1		X
• samenstelling (kern/bekleding)	§2.2.1	X	
• compartimentering middels kleischermen	§2.2.3	X	
• constructievorm (onverankerd)	§2.2.5	X	
• constructietype (GU8N-triplets)	§3.3.1		X
• locatie constructie (in talud)	§3.3.2		X
belastingcondities:			
• opdrijfbelasting middels ontgraven	§2.2.2	X	
• verzwakking kern middels infiltratie	§2.2.3	X	
• horizontale belasting via waterbassin	§2.1.1	X	
• verticale bovenbelasting	§2.2.6	X	
fasering proef op groene dijk	§3.5		X
fasering proef op blauwe dijk	§3.5		X

Tabel 2.1 Overzicht van status VO- en DO-uitgangspunten full-scale bezwijkproeven

⁶ "POVM Eemdijkproef, Draaiboek opbouw, proef en herstel full-scale damwandproef – Product O3", projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-011-GEO-0002, concept versie, november 2017;

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

- In hoofdstuk 5 zijn eerst de onderzoeksvragen voor het DO samengevat waarop de predicties een antwoord moeten kunnen geven. Vervolgens worden in paragraaf 5.2 de (in Bijlage C en Bijlage D opgenomen) predictieresultaten op basis van verwachtingswaarden samengevat. Tot slot worden in paragraaf 5.3 als onderbouwing van eventueel te nemen maatregelen de resultaten uit gevoeligheidsanalyses gepresenteerd.
- In hoofdstuk 6 en de tekeningen in Bijlage E wordt het uiteindelijke DO samengevat.

2.4 Gebruikte termen en afkortingen

De volgende termen en afkortingen worden in de voorliggende rapportage gebruikt:

blauwe dijk	met een onverankerde stalen damwandconstructie versterkte proefdijk
DO	Definitief Ontwerp
FSP	Full-Scale Proef
groene dijk	niet-constructief versterkte proefdijk
MV	maaiveld
POT	Push-Over Test
POV M	Project-overstijgende Verkenning Macrostabiliteit
STBI	macrostabiliteit binnenwaarts
VO	Voorlopig Ontwerp

2.5 Referenties

De volgende informatiebronnen zijn gebruikt bij het opzetten van voorliggend DO:

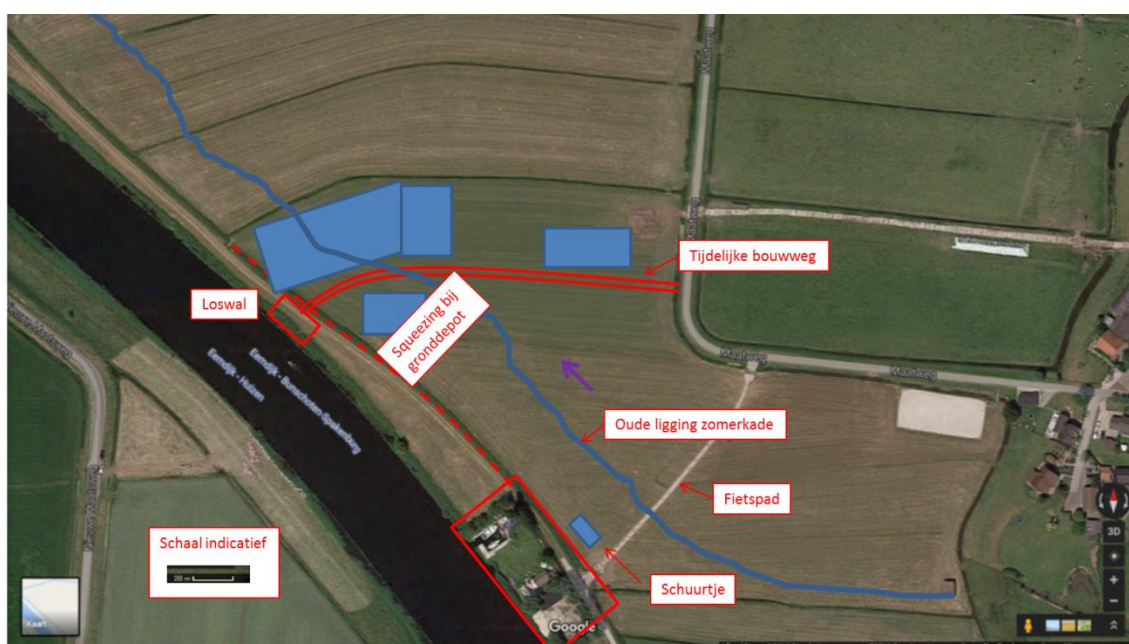
- [1] “POVM Full-scale test, Activiteit 2 – Definitiefase”, projectteam Eemdijkproef, Deltares project 1221299, versie definitief, 7 februari 2017;
- [2] “POVM Eemdijkproef, VO aanleg en opbouw FSP (product G1/G2) en Inkoop grondwerk t.b.v. aanleg FSP (product K)”, projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-002-GEO-0015-jvm, versie definitief, september 2017;
- [3] “Factual report oriënterend grondonderzoek (product F1)”, projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-006-GEO-0006, 20 november 2017;
- [4] “Factual report globaal grondonderzoek (product F3a)”, projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-006-GEO-0007, 20 november 2017;
- [5] “POVM Eemdijkproef, Geotechnisch Basisrapport (product F4)”, projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-006-GEO-0004-gbh, versie concept, oktober 2017;
- [6] “POVM Eemdijkproef, Draaiboek aanleg full-scale damwandproef (product O1), projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-011-GEO-0001, versie definitief, september 2017;
- [7] “POVM Eemdijkproef, Draaiboek opbouw, proef en herstel full-scale damwandproef (product O3)”, projectteam Eemdijkproef, Deltares kenmerk 11200956-011-GEO-0002, versie concept, november 2017;

3 Uitgangspunten conform VO

3.1 Proefterrein

3.1.1 Locatie en bereikbaarheid

In VO [2] is de ligging van proeflocatie juist ten zuiden van het gronddepot (ten behoeve van een recente dijkversterking) aan de Maatweg te Eemdijk (zie Figuur 3.1) in het beheergebied van WSVV nabij de Veluwe randmeren toegelicht.



Figuur 3.1 Huidig gebruik locatie Eemdijk (blauwe vlakken geven indicatief voorbelaste delen weer)

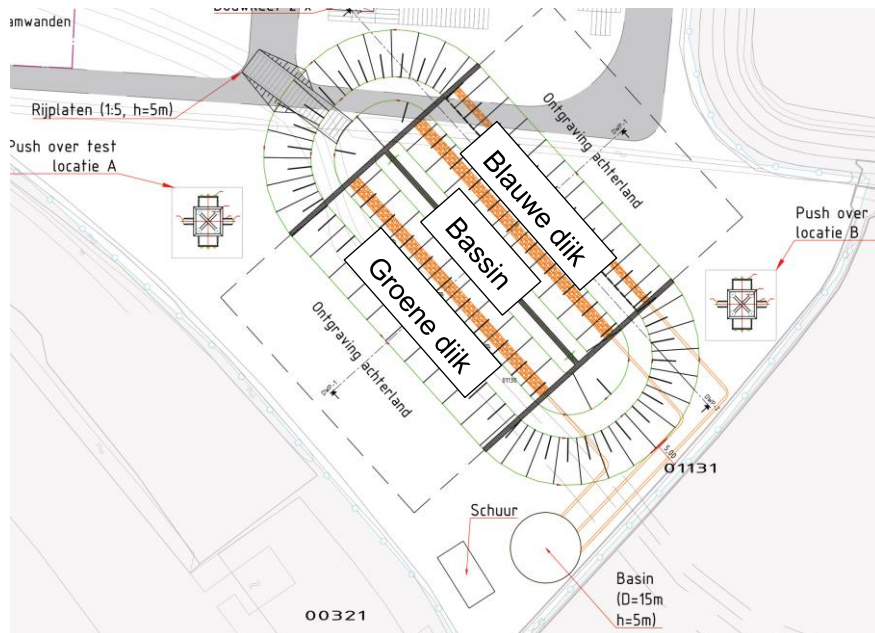
Wat betreft de bereikbaarheid heeft de proeflocatie een gunstige ligging aan de Eem, die met het Eemmeer in directe verbinding staat. Daarmee kan bouw materiaal per schip worden aangevoerd, wat wel een kraanschip vereist. Zo is tijdens de aanleg van de FSP de hinder voor de omgeving beperkt door het grondmateriaal per schip aan te voeren. De proeflocatie is, vooral voor zwaar materieel, ook over land vanaf de A1/A28 via de Maatweg te bereiken.

3.1.2 Gebruik van proeflocatie

In de definitief fase [1] is geconcludeerd dat gronddepot Eemdijk geschikt is voor proeven op een groene en blauwe proefdijk, beiden met een strekking van orde 60 m om 3D-effecten zo goed mogelijk te minimaliseren. In het VO [2] is toegelicht dat de spiegel-symmetrische opstelling van deze proefdijken op het perceel ten zuiden van het gronddepot (zie Figuur 3.2) qua ondergrond en ruimtegebruik het meest geschikt is.

Bij deze keuze speelt ten eerste mee dat de kopsen kanten, die de groene en blauwe proefdijk met elkaar verbinden waardoor een waterbassin wordt gevormd, in grond kunnen worden uitgevoerd. Verder wordt dan zo optimaal mogelijk ingespeeld op de ligging van de oude zomerkade (zie indicatieve stippellijn in Figuur 3.1), doordat de kruin van een proefdijk precies ter plaatse van deze voorbelaste delen van de percelen zijn voorzien.

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

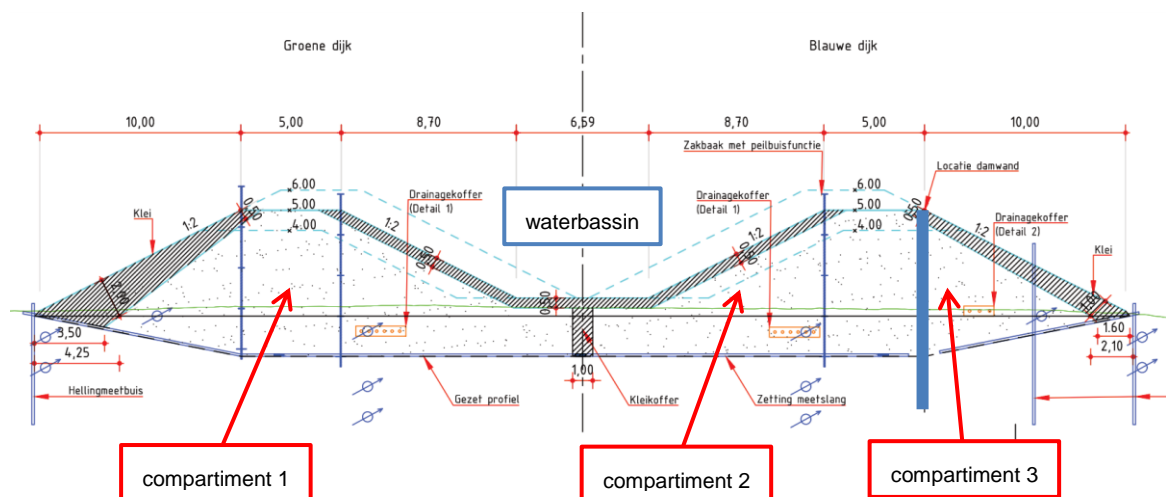


Figuur 3.2 Bovenaanzicht proefterrein ten zuiden van gronddepot met ligging FSP

3.2 Opbouw proefdijken

3.2.1 Grondwerk

Met het streven om in de FSP zo realistisch mogelijke belastingcondities (dus een hoogwaterbelasting, oprijfcondities en een relatief kleine bovenbelasting op de kruin) te creëren, is in het VO [2] tot het in Figuur 3.3 weergegeven wenselijke dwarsprofiel gekomen.



Figuur 3.3 VO dwarsprofiel voor eindsituatie met vaste buitencontour

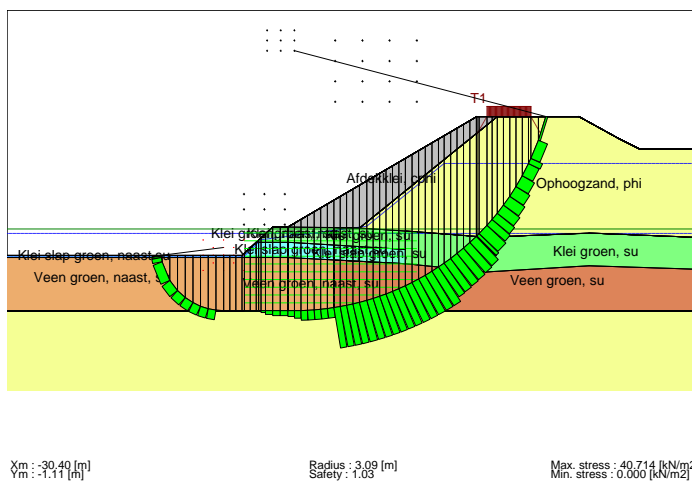
N.B. In Figuur 3.3 is uitgegaan van de verwachtingswaarden van afmetingen (kerende hoogte minimaal 5 m, kruinbreedte 5 m en taludhellingen 1:2). In paragraaf 4.5 wordt aangegeven welke afmetingen daadwerkelijk met de aanleg zijn gerealiseerd.

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

Vanuit het waterbassin tussen de groene en blauwe proefdijk (zie Figuur 3.3) kan een horizontaal gerichte waterbelasting op beide proefdijken worden uitgeoefend, die uit een zandkern met een kleibekleding zijn opgebouwd.

De aanleg van de ophoging op grotendeels maagdelijke grond is uitgevoerd in de geest van de Observational Method⁷, om rekening te kunnen houden met afwijkend reagerende ondergrond. Om te voorkomen dat de noodzaak voor flexibiliteit in de uiteindelijke hoogte tot het verstoren van de kleibekleding en passieve grondwag van beide proefdijken zou leiden, is vooraf de teen van de ophoging ('buitencontour') vastgelegd. De 'binnencontour' (teen van waterbassin-talud) is afhankelijk gemaakt van de uiteindelijke hoogte.

Gebruik makend van de symmetrie-as door het kleischild onder het waterbassin (parallel aan de as van beide proefdijken), wordt gekomen tot de dwarsdoorsnede beschouwd in D-Geo Stability (zie Figuur 3.4) en in PLAXIS (zie Figuur 3.5).



Figuur 3.4 Voorbeeld dwarsdoorsnede ophoging in rekenmodel D-Geo Stability

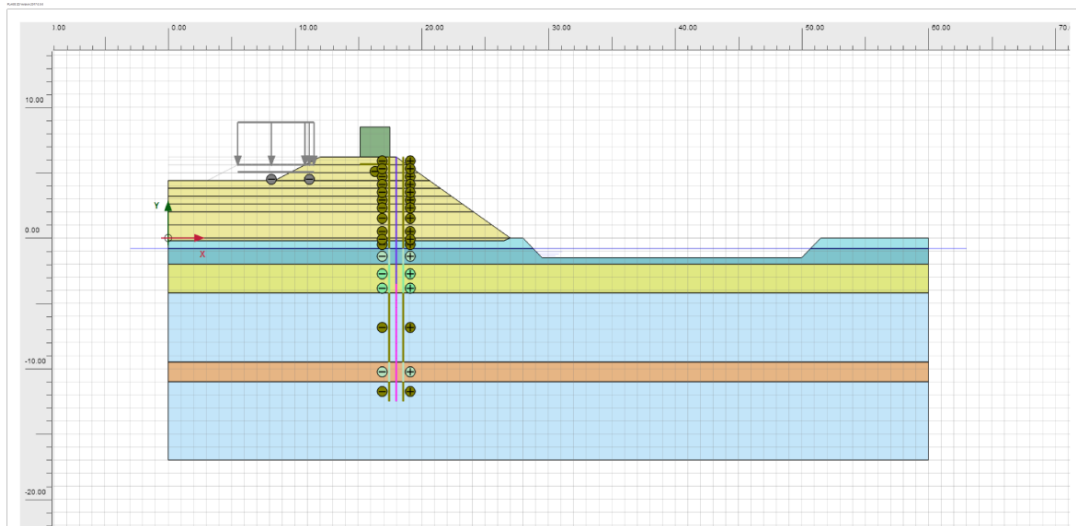
3.2.2 Ontgraving

In Figuur 3.5 wordt weergegeven dat het maaiveld aan de lage zijde van de blauwe (en ook groene) dijk langs het volledige dijktraject in de natte wordt ontgraven (om vervolgens de waterstand hierin te verlagen om in de passieve grondwag oprijfcondities te creëren). Hierbij worden in beschouwde dwarsdoorsneden de volgende uitgangspunten aangehouden:

- ontgravingsbreedte **20 m**;
- maximale ontgravingsdiepte **MV -1,5 m** (in verband met opbarstgevaar);
- maximale waterstandsverlaging in ontgraving **MV -1,5 m**;
- afstand tussen teen ophoging en insteek ontgraving **1 m** (in verband met stabiliteit).

⁷ Tijdens het opstellen van het VO was er nog geen gedetailleerd grondonderzoek beschikbaar, waardoor er nog geen volledig inzicht was in de bodemcondities. Vandaar dat er is gekozen voor een uitvoeringsmethodiek die het toelaat om te gaan met grond die sterker/stijver is dan gedacht en met grond die minder sterk/slapper is dan gedacht. Met de uitvoering volgens de zogenaamde Observational Method wordt bedoeld dat de snelheid en eindhoogte van de aanleg van de zandophoging wordt gestuurd op basis van de resultaten van monitoring en gedetailleerd grondonderzoek tijdens die aanleg.

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief



Figuur 3.5 Voorbeeld dwarsdoorsnede ophoging in rekenmodel PLAXIS

3.2.3 Compartimentering

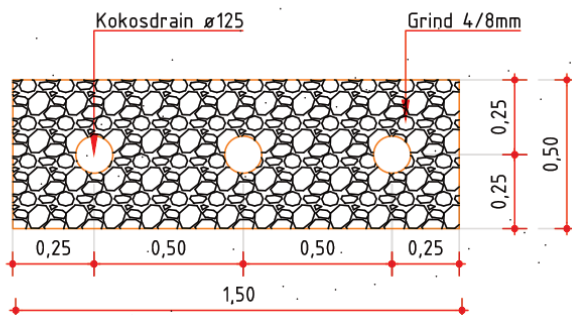
In de dwarsdoorsnede van Figuur 3.3 zijn drie compartimenten te onderscheiden. Deze zijn ten eerste begrensd door de kleibekleding op taluds en onder het waterbassin. Verder zijn hiervoor de kleikoffer onder het waterbassin, de kleischermen langs de kopse kanten (zie Figuur 3.2) en de damwandconstructie (zie subparagraaf 3.2.5 voor nodig. Met deze drie compartimenten kunnen de proefdijken afzonderlijk tot bezwijken worden gebracht.

Op basis van ervaring vereist de waterdichtheid een minimale dikte van kleischermen en kleibekleding van 1 m. De dikte van de kleibekleding (loodrecht op talud) hangt verder samen met het niveau tot waar in het compartiment het water moet kunnen worden opgezegt:

- in compartiment 1 (groene dijk) **tot 3 m hoogte** --> dikte kleibekleding **2 m**
- in compartiment 2 (blauwe dijk) **tot 4 m hoogte**
- in compartiment 3 (blauwe dijk) **tot 1,5 m hoogte** --> dikte kleibekleding **1 m**

3.2.4 Infiltratievoorzieningen

Conform Figuur 3.3 zijn in de zandkern van beide proefdijken op verschillende plaatsen voorzieningen opgenomen om de compartimenten van de zandkern met water te infiltreren. Het ontwerp van deze drainagekoffers (zie Figuur 3.6) is gebaseerd op het pragmatische ontwerp dat zich heeft bewezen bij de full-scale proeven voor de IJkdijk.

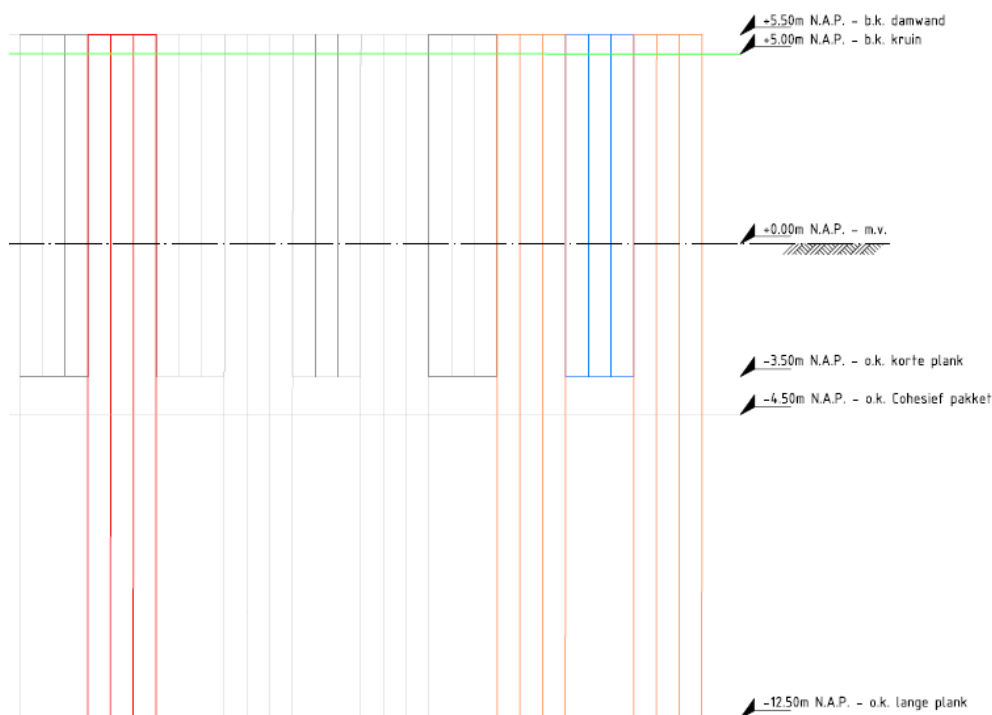


Figuur 3.6 Principe detail drainagekoffer ten behoeve van infiltratie

Conform het VO [2] hebben de infiltratievoorzieningen in de zandkern van de groene en blauwe dijk een lengte van **60 m** en breedte van **2,5 m** terwijl de voorziening in de taludkern van de blauwe dijk een lengte van 60m en een breedte van **1,5 m** heeft.

3.2.5 Constructievorm

In de definitiefase [1] is een globale verkenning uitgevoerd naar de haalbaarheid van de FSP op de proeflocatie. Voor het beantwoorden van een aantal kennisvragen (zie Bijlage A) is het immers noodzakelijk om de damwand tot bezwijken te kunnen brengen. Een gedetailleerdere studie naar de optimale wandconfiguratie binnen het VO [2] bracht aan het licht dat deze niet als continue, maar als gestaffelde wand (zie Figuur 3.7) moet worden uitgevoerd.



Figuur 3.7 Gestaffelde vorm van damwandconstructie in blauwe proefdijk⁸

In deze configuratie staan korte tussenplanken tot net in de slecht doorlatende cohesieve laag onder de dijk (om de compartimentering in subparagraaf 3.2.3 mogelijk te maken) en de lange planken ingebed in de vaste lagen. In de lange planken juist onder het teenniveau van de korte tussenplanken – conform Figuur 3.7 worden deze op circa NAP -3,50 m aangebracht – kunnen tijdens de bezwijkproef voldoende hoge buigende momenten en vervormingen worden geïntroduceerd. Zodat in de eindfase van de proef niet alleen de elastische capaciteit van de wand, maar ook de plastische (rotatie)capaciteit wordt gevraagd.

⁸ tekening "POVM full-scale test – Locatie damwandprofielen", projectteam Eemdijk, Witteveen+Bos kenmerk DT476-1-3008, versie definitief, 30 oktober 2017;



11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

3.2.6 Bovenbelasting

Op de kruin van beide proefdijken is een bovenbelasting van **circa 20 kPa** voorzien, die wordt gerealiseerd met vloeistofdichte containers van 7 m lengte en **2,3 m** breedte waarin op afstand gecontroleerd in de tijd een 2 m hoog waterpeil kan worden opgezet.

3.3 Fasering FSP

In het VO [2] was de volgende globale fasering van de FSP voorzien:

- aanleg proefdijken
- opbouw proefdijken
- beproeven groene dijk
- tussentijds herstel groene dijk
- beproeven blauwe dijk
- herstel proefterrein

In paragraaf 4.5 wordt meer in detail op de DO uitgangspunten van de fasering ingegaan.

4 Uitgangspunten aangepast in DO

4.1 Ondergrondcondities

4.1.1 Bodemopbouw

Conform de interpretatie van het gedetailleerde veld en labonderzoek [5] wordt voor het terrein met homogene bodemopbouw in lijn met Bijlage D.2 in de predicties voor het gedrag van de groene en blauwe proefdijk de laagindeling in Tabel 4.1 aangehouden.

Laag	Grondlaag	Beschrijving	niveau bovenkant [m NAP]
1/2	toplaag ⁽¹⁾	zandige KLEI	0,0
3	cohesieve laag	KLEI ⁽²⁾	-0,8
4		VEEN	-2,0
5	1 ^e zandlaag	ZAND met stoorlagen	-4,2
6	2 ^e kleilaag	humeuze KLEI, leem	-9,5
7	2 ^e zandlaag	ZAND	-11,0
8	3 ^e kleilaag	KLEI	-17,0

⁽¹⁾ voorafgaand aan start ophogen is de rooflaag van 0,20 m verwijderd en depot gezet;
⁽²⁾ ter plaatse van groene dijk komt ook laag 3a (slappe kleilaag) voor tussen circa NAP -1.4 m en NAP -2 m en uitgangspunt is dat deze slappe laag tot circa halverwege het definitieve talud komt;

Tabel 4.1 Bodemopbouw DO-predicties voor groene en blauwe proefdijk conform Bijlage D.2

N.B. Het verschil met de laagindeling in het VO [2] betreft vooral de aanpassing van de laagscheiding tussen de veenlaag (laag 4) en de 1^e zandlaag (laag 5). Waar eerder van NAP -4,5 m is uitgegaan, is na een gedetailleerdere beschouwing van de sonderingen dit niveau naar NAP -4,2 m aangepast. Deze hoger gelegen laagscheiding is ongunstiger voor het doel “grote plastische vervormingen”, maar lijkt wel een meer realistische keuze (die ook invloed heeft op de consolidatie van de ondergrond).

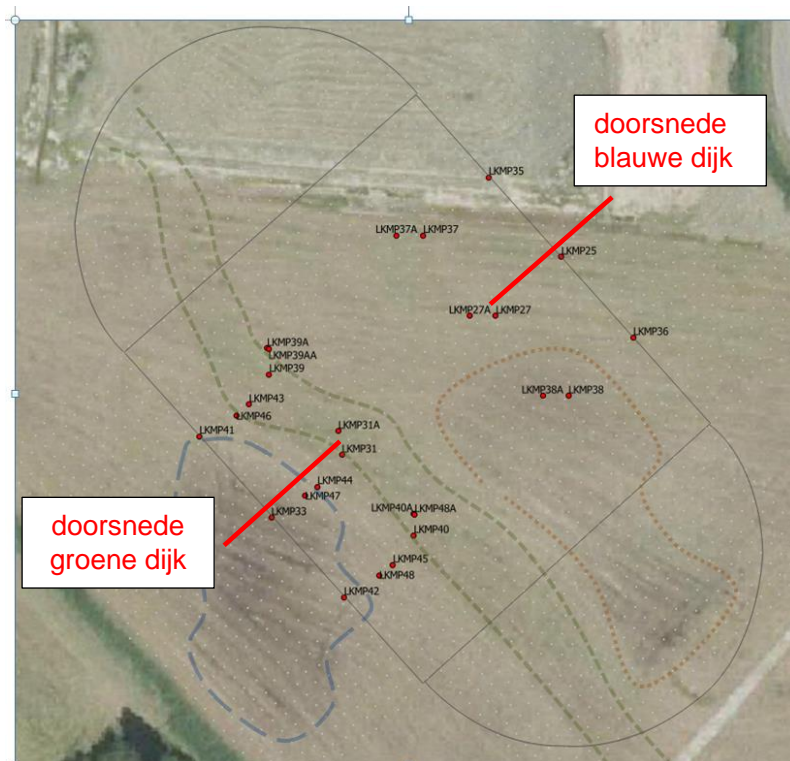
4.1.2 Slappe kleilaag (groene dijk)

Op basis van het gedetailleerde veldonderzoek⁹ is vastgesteld dat er onder de teen van de groene proefdijk lokaal een slappe kleilaag aanwezig is. De blauwe contouren van deze slappe kleilaag in Figuur 4.1 is middels aanvullend (veld)onderzoek nader vastgesteld, met het oog op de stabiliteit tijdens de aanleg en het bezwijkmechanisme tijdens de proef.

N.B. In het verlengde hiervan zijn ook teruggangen in gemeten conusweerstand gezien binnen de bruine contour onder de kruin van de blauwe proefdijk. Er wordt echter ingeschat dat deze eventuele slappe kleilaag weinig invloed heeft op de FSP op de blauwe dijk. Dat komt door de (beperkte) grootten van de teruggang in conusweerstand en de (gunstige) ligging van de bruine contour ten opzichte van de proefdijk.

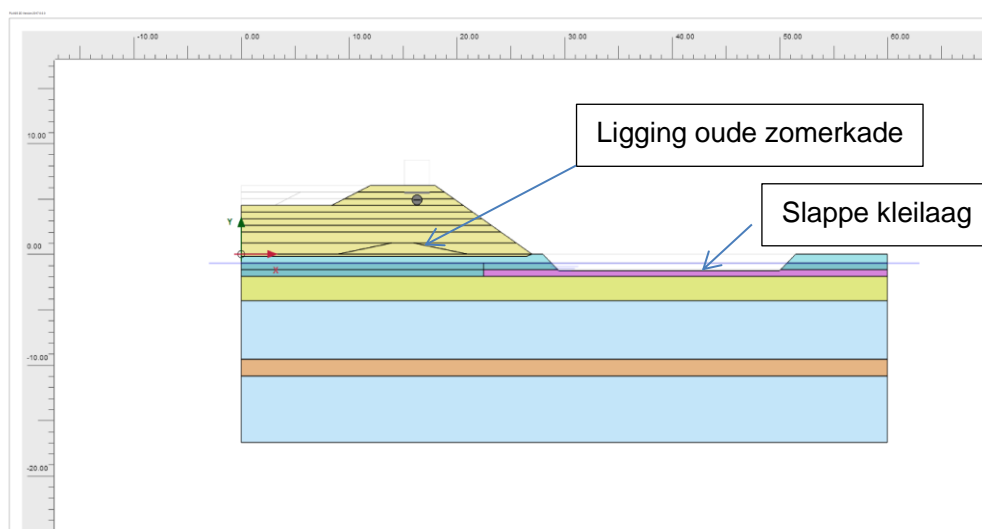
⁹ Product F (Geotechnisch Basisrapport) nog in ontwikkeling;

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief



Figuur 4.1 Indicatieve ligging slappe kleilaag en voorbelasting zomerdijk ten opzichte buitencontour ophoging

In Figuur 4.2 wordt de schematisering van de ondergrond van de groene proefdijk in de PLAXIS-analyses met slappe kleilaag weergegeven.



Figuur 4.2 Geschematiseerde ligging oude zomerdijk en slappe kleilaag i.r.t. groene dijk

4.1.3 Voorbelaste delen (groene dijk)

In Figuur 4.1 is de ligging van de oude zomerkade met een beperkte hoogte (circa 1 m) ten opzichte van het gronddepot en het perceel ten zuiden daarvan weergegeven. Daarmee rijst de vraag in hoeverre in het DO rekening moet worden gehouden met een voorbelasting die hierdoor in de ondergrond kan zijn ontstaan.

Uit de (aanvullende) sonderingen en de interpretatie van het gedetailleerde onderzoek blijkt geen wezenlijk andere laagopbouw aanwezig te zijn. Ook de interpretatie van het lab-onderzoek leidt niet tot wezenlijk andere sterkte- en stijfheidsparameters (afgezien van het andere preconsolidatie-niveau). Verder mag worden verwacht dat het voorbelaste deel van de ondergrond door de ophoging wordt belast tot voorbij de oude grensspanning. Deze verwachting wordt bevestigd door de zettingsmetingen aan het einde van de aanleg; de (maagdelijke) zettingssnelheid is momenteel gelijk bij de groene en blauwe dijk.

Uiteindelijk is op basis hiervan geconcludeerd dat er in de DO-predicties van het gedrag tijdens de FSP op de groene en blauwe dijk, net als in het VO [2], **geen onderscheid tussen voorbelaste en niet-voorbelaste delen van de ondergrond** noodzakelijk is.

4.1.4 Grondwaterregime

Conform Bijlage D.2 wordt op basis van een analyse van registraties van de waterspanningsmeters en peilbuizen (die vooraf ten behoeve van de aanleg zijn geplaatst) aangehouden:

- freatische grondwaterstand **NAP -0,8 m**
- stijghoogte 1^e watervoerende zandlaag **NAP -0,4 m**

N.B. Deze situatie heeft betrekking op het zomerpeil. Op basis van uitgevoerde predicties en gevoeligheidsanalyses wordt echter ingeschat dat het verschil tussen zomerpeil en winterpeil een marginaal verschil in de uitkomsten zal opleveren.

4.2 Te hanteren grondparameters

4.2.1 Constitutieve modellen

Om in de predicties van de stabiliteit van de groene en blauwe dijk het gedrag van de grondlagen te beschrijven – hierbij is laag 8 gezien de diepe ligging buiten beschouwing gelaten – zijn er conform Bijlage D.2 verschillende constitutieve modellen aangehouden. In Tabel 4.2 wordt hiervan een overzicht gegeven.

Laag	Grondlaag	STABILITEIT			ZETTING
		Mohr-Coulomb model	Hardening Soil model	Soft Soil model (SHANSEP) ⁽²⁾	Soft Soil Creep model ⁽¹⁾
0	ophoogzand		X		
1/2	toplaag	X			
3	klei (verzadigd)			X	X
3a	slappe klei (verzadigd)			X	X
4	veen			X	X
5	1 ^e zandlaag		X		
6	2 ^e kleilaag			X	X
7	2 ^e zandlaag		X		

⁽¹⁾ De beschrijving van het grondgedrag volgens het Soft Soil Creep model in PLAXIS is alleen toegepast in de zettingsanalyses als een check op D-Settlement voorspellingen. Beide zettingsanalyses maken onderdeel uit van de analyse van het gemonitorde gedrag van de ophoging tijdens de aanleg, en zijn hier dus niet gerapporteerd. Voor de volledigheid zijn deze stijfheidsparameters hier wel meegenomen.

⁽²⁾ Naast het Soft Soil model is voor deze lagen ook gebruik gemaakt van het SHANSEP NGI-ADP model

Tabel 4.2 Overzicht van in predicties aangehouden constitutieve modellen grondgedrag

4.2.2 Algemene gegevens en sterkteparameters

Conform Bijlage D.2 zijn in de predicties per grondlaag de in Tabel 4.3 opgenomen verwachtingswaarden van de algemene gegevens en sterkteparameters alsmede de in Tabel 4.4 gepresenteerde overconsolidatie- en doorlatendheidsparameters aangehouden.

Laag	Grondlaag	Algemeen Type			Sterkte					
			γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{unsat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ψ' [°]	$S_{u;init}$ [kPa]	S [-]	m [-]
0	ophoogzand	drained	19	17	35	1	0	-	-	-
1/2	toplaag	drained	14,5	14,5	30	5	0	-	-	-
3	klei (verzadigd)	undrained	12,5	12,5	28	4	0	11	0,39	0,91
3a	slappe klei (verzadigd)	undrained	12,5	12,5	25	1	0	6,5	0,33	0,91
4	veen	undrained	10	10	45	3	0	11	0,50	0,87
5	1 ^e zandlaag	drained	20	18	36	1	12	-	-	-
6	2 ^e kleilaag	undrained	12,5	12,5	25	30	0	70	0,37	0,91
7	2 ^e zandlaag	drained						-	-	-

Tabel 4.3 Algemene gegevens en verwachtingswaarden sterkteparameters conform Bijlage D.2

Laag	Grondlaag	Mate van overconsolidatie						Doorlatendheid		
		σ_{vi}' [kPa]	p_g [kPa]	POP [kPa]	OCR [-]	K_0^{nc} [-]	v_{ur} [-]	e_0 [-]	k_{e0} [m/s]	c_k [-]
0	ophoogzand			20			0,2			
1/2	toplaag									
3	klei (verzadigd)	12	29	17	2,4	0,3	0,2	3	$1,5 \cdot 10^{-8}$	0,6
3a	slappe klei (verzadigd)	12	22	10						
4	veen	14	23	9	1,6	0,2	0,1	10	$5,8 \cdot 10^{-8}$	2,4
5	1 ^e zandlaag									
6	2 ^e kleilaag	72	211	139	2,9	0,4	0,2	3		
7	2 ^e zandlaag									

Tabel 4.4 Verwachtingswaarden overconsolidatie- en doorlatendheidsparameters conform Bijlage D.2

Voor de toplaag met een beschrijving van het grondgedrag volgens het Mohr-Coulomb model is een verwachtingswaarde van de dwarscontractiecoëfficiënt (v_{ur}) van 0,3 aangehouden.

4.2.3 Stijfheidsparameters

In de predicties waarin voor een aantal grondlagen het gedrag volgens het Soft Soil Creep model (zettingspredicties, gerapporteerd in analyse aanleg) dan wel het Hardening Soil model (stabiliteitsanalyse) wordt beschreven zijn de verwachtingswaarden van stijfheidsparameters in Tabel 4.5 conform Bijlage D.2 aangehouden.

Voor de toplaag met een beschrijving van het grondgedrag volgens het Mohr-Coulomb model is een verwachtingswaarden van Young's modulus (E') van 10.000 kPa aangehouden.

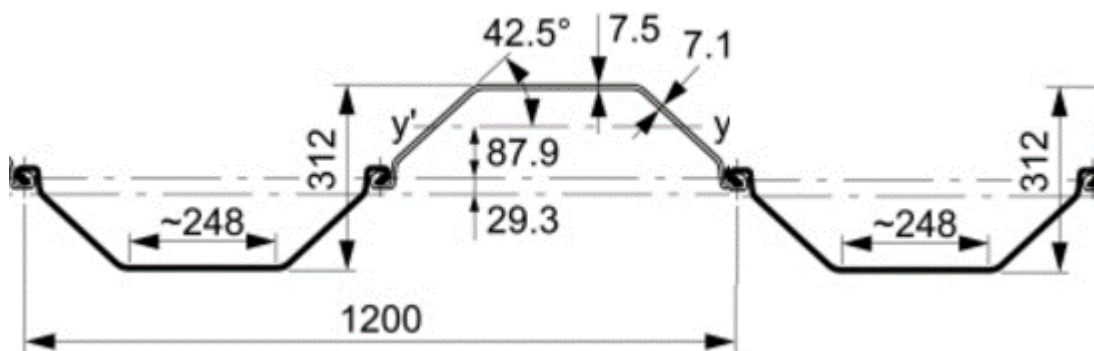
Laag	Grondlaag	ZETTING			STABILITEIT			
		Soft Soil Creep model			Hardening Soil			
		κ^*	λ^*	μ^*	m	$E'_{50}{}^{ref}$	$E_{oed}{}^{ref}$	$E_{ur}{}^{ref}$
		[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0	ophoogzand				0,50	30.000	30.000	90.000
1/2	toplaag							
3	klei (verzadigd)	0,028	0,155	0,011				
3a	slappe klei (verzadigd)							
4	veen	0,090	0,332	0,035				
5	1 ^e zandlaag				0,50	30.000	30.000	90.000
6	2 ^e kleilaag	0,028	0,185	0,011				
7	2 ^e zandlaag				0,50	30.000	30.000	90.000

Tabel 4.5 Verwachtingswaarden stijfheidsparameters Soft Soil Creep / Hardening Soil model conform Bijlage D.2

4.3 Constructie

4.3.1 Stabiliteit-verhogende damwandwand

Zoals aangegeven in subparagraaf 3.2.5 wordt de stabiliteit-verhogende wand in de proef als een **gestaffelde damwandconstructie** uitgevoerd. In Bijlage D.1 wordt toegelicht dat deze wordt opgebouwd uit steeds een **korte tussenplank (9 m)** en een **lange plank (18 m)**. In beide gevallen betreft het een **drievoudige GU8N-plank**, om bij de verwachte staalkwaliteit de plastische sterkte- en vervormingscapaciteit van het profiel te kunnen aanspreken. In Figuur 4.3 wordt de drievoudige GU8N-doorsnede weergegeven.



Figuur 4.3 Afmetingen dwarsdoorsnede drievoudig GU8N-profiel

Op basis van de geometrische metingen en trekproeven uitgevoerd door ArcelorMittal (zie Bijlage D.1) blijken de drievoudige profielen staalkwaliteit S390 (met **vloeigrens 390 N/mm²**) te hebben. Verder worden aan de GU8N-triplets die in de naar verwachting sterkste richting worden geplaatst conform Bijlage D.2 de eigenschappen in Tabel 4.6 aan de toegekend.

N.B. In het draaiboek voor opbouw proef herstel FSP [7] worden de maatregelen benoemd die tijdens de installatie worden genomen om de drievoudige GU8N-planken inclusief monitoringsapparatuur netjes op diepte te krijgen. In het voorliggende DO wordt de invloed van deze voorzieningen op het gedrag niet meegenomen.

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

Niveau [m NAP]	Wand	A [cm ² /m']	I ⁽³⁾ [cm ⁴ /m']	EI ⁽²⁾ [kNm ² /m']	EA ⁽²⁾ [kN/m']	M _{el} [kNm/m']	M _{pl} ⁽¹⁾ [kNm/m']	N _p [kN/m']
+5.5 m ↓ -3.5 m	continue (werkslot vrij)	103,1	11.128	23.400	2,2·10 ⁶	234	283	4.021
-3.5m ↓ -12,5 m	gestaffeld (hoh 1,8m)	51,55	5.564	11.700	1,1·10 ⁶	117	141	2.010
(1) Bovengrens van de plastische eigenschappen is bepaald aan de hand van M _{el} * 1,21 hetgeen is geschat op basis van W _{pl} / W _{el} voor een continue wand (zie Bijlage D.2). Bij bereiken van M _{el} zal de uiterste vezel plastisch worden. Bij bereiken van M _{pl} zijn alle vezels plastisch. (2) Voor elasticiteitsmodulus (E) is 2,1·10 ⁸ kN/m ² gehanteerd (3) Traagheidsmoment (I) triple (wel verschuiving mogelijk in werksloten) gelijk aan 11.128 cm ⁴ /m'								

Tabel 4.6 Eigenschappen drievoudige GU8N-profielen obv Bijlage D.2 (exclusief invloed monitoringsapparatuur)

waarin:

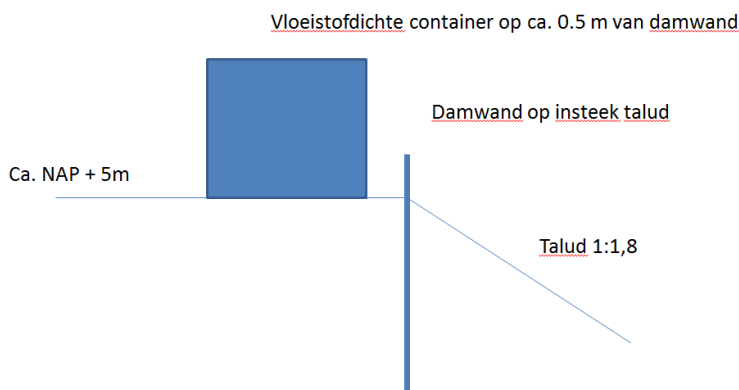
- A : oppervlak dwarsdoorsnede per strekkende meter wand [cm²/m']
- I : traagheidsmoment per strekkende meter wand [cm⁴/m']
- E : elasticiteitsmodulus [kN/m²]
- EI : buigstijfheid per strekkende meter wand [kNm²/m']
- EA : rekstijfheid per strekkende meter wand [kN/m']
- M_{el} : elastisch moment per strekkende meter wand [kNm/m']
- M_{pl} : plastisch moment per strekkende meter wand [kNm/m']
- N_p : plastisch normaalkracht per strekkende meter wand [kN/m']

4.3.2 Locatie constructie

Conform Figuur 3.7 worden de drievoudige GU8N-planken op de volgende niveaus geplaatst:

- niveau kop van korte en lange GU8N-triplets: **NAP +5,50 m**
- niveau teen van korte GU8N-triplets: **NAP -3,50 m**
- niveau teen van lange GU8N-triplets: **NAP -12,50 m**

Voor de locatie van de damwandconstructie in de dwarsdoorsnede van de blauwe proefdijk (zie DO-tekeningen in Bijlage E) wordt aangehouden dat deze **in de insteek van het binnentalud** van de blauwe proefdijk wordt geïnstalleerd.



Figuur 4.4 Detail van locatie damwand ten opzichte van binnenkruinlijn

4.4 Bovenbelasting

Zoals in subparagraaf 0 aangegeven, wordt op de kruin van beide proefdijken een bovenbelasting van circa 20 kPa voorzien. Op basis van analyses lijkt die te kunnen worden gerealiseerd met **één rij vloeistofdichte containers** van 7 m lengte en 2,3 m breedte waarin op afstand gecontroleerd in de tijd een 2 m hoog waterpeil kan worden opgezet. De containers worden zo dicht mogelijk bij de wand gepositioneerd om de belasting zo effectief mogelijk te laten zijn. Echter niet zo dichtbij, dat de containers mogelijk direct contact kunnen maken met de wand. Gekozen is voor een **afstand van 0,5 m tussen container en wand**.

4.5 Overall fasering

In het VO [2] is een indicatieve fasering van de aanleg, opbouw, beproeving en het herstel van de FSP gegeven. Hier wordt aangegeven (juist na afronding van de aanleg) van welke fasering in de predicties voor het DO wordt uitgegaan, waarin uiteraard de daadwerkelijke fasering van de aanleg (zie subparagraaf 4.5.1) zal worden meegenomen.

4.5.1 Aanlegfase

Zoals in VO [2] aangegeven, is de snelheid van het laagsgewijs ophogen en de uiteindelijke hoogte van de aan te leggen proefdijken op basis van de geotechnische monitoring gestuurd. Dit heeft uiteindelijk ook tot een aangepaste fasering van de aanleg (zie Bijlage C.1) geleid. Het grondwerk tot aan de opbouw is conform Bijlage D.2 als volgt gerealiseerd. Bij de fasering in Tabel 4.7 de volgende opmerkingen:

- Deze fasering en bruto ophoogwaarden komen niet overeen met hetgeen ten tijde van het opstellen van het VO [2] en het draaiboek voor de aanleg van de FSP [6] werd verwacht. Hiervoor wordt naar de toelichting in Bijlage C.1 verwezen.
- Ook zal dit uitgangspunt op details kunnen afwijken van hetgeen in het definitieve draaiboek voor opbouw proef herstel van de FSP [7] en het factual report aanleg¹⁰ is opgenomen. De predictieresultaten voor de aanleg zijn echter gefit op de monitoringsresultaten, zodat de doorgezette predicties van het gedrag in de proef als een bruikbare indicatie voor het werkelijke gedrag tijdens de proef worden geacht.

Het verwachte maaiveldniveau na het aanbrengen van ophoogslag 8 is conform Bijlage D.2 een schatting op basis van de monitoringsresultaten uit en PLAXIS-predicties van de aanleg.

¹⁰ product R is nog in ontwikkeling;

Fase	Beschrijving	datum	t _{start} [dag]	t _{eind} [dag]	h _{slag} ⁽¹⁾ [m]	h _{totaal} ⁽¹⁾ [m]	Verwacht MV niveau [m NAP]
1.1	Afgraven rooflaag 0,20 m						
1.2	Plaatsen geotechnische monitoring						
1.3	Aanbrengen ophoogslag 1	12-jun-2017	0	1	1,2	1,2	
1.4	Consolidatie na ophoogslag 1		1	16			+0,9
1.5	Aanbrengen ophoogslag 2	28-jun-2017	16	17	1,0	2,2	
1.6	Consolidatie na ophoogslag 2		17	37			+1,8
1.7	Aanbrengen ophoogslag 3	19-jul-2017	37	38	0,6	2,8	
1.8	Consolidatie na ophoogslag 3		38	71			+2,3
1.9	Aanbrengen ophoogslag 4	22-aug-2017	71	72	0,6	3,4	
1.10	Consolidatie na ophoogslag 4		72	102			+2,8
1.11	Aanbrengen ophoogslag 5	22-sep-2017	102	103	0,6	4,0	
1.12	Consolidatie na ophoogslag 5		103	117			+3,3
1.13	Aanbrengen ophoogslag 6	7-okt-2017	117	118	0,6	4,6	
1.14	Consolidatie na ophoogslag 6		118	138			+3,8
1.15	Aanbrengen ophoogslag 7	28-okt-2017	138	139	0,6	5,2	
1.16	Consolidatie na ophoogslag 7		139	159			+4,3
1.17	Aanbrengen ophoogslag 8	18-nov-2017	159	160	0,6	5,8	
1.18	Consolidatie na ophoogslag 8		160	209 ⁽²⁾			+4,8

⁽¹⁾ dit betreffen bruto waarden per ophoogslag (zand +kleibekleding) en voor de totale ophoging
⁽²⁾ dit is een inschatting volgens de huidige stand van zaken rondom de uitvoeringsplanning

Tabel 4.7 Overzicht fasering aanleg proefdijken conform Bijlage D.2

De gevisualiseerde fasering van de daadwerkelijke aanlegwerkzaamheden over de dwarsdoorsnede van de ophoging is in een tekening in Bijlage E opgenomen.

4.5.2 Opbouwfase

In het DO is er, in het verlengde van Tabel 4.7, uitgegaan van de volgende opbouwfasering:

Fase	Beschrijving	datum	t _{start} [dag]	t _{eind} [dag]	h _{slag} ⁽¹⁾ [m]	h _{totaal} ⁽¹⁾ [m]	Verwacht MV niveau [m NAP]
2.1	Heien damwand	7-jan-2018	209	212			
2.2	consolidatie		212	216			+4,7
2.3	Afwerken proefdijken	14-jan-2018	216	217	0,6	6,4	
2.4	Consolidatie na afwerken ⁽²⁾		217	245			+5,2
2.5	Start proef groene dijk	12-feb-2018	245	252			
2.6	Consolidatie na proef groene dijk		245	259			+5,1
2.7	Start proef blauwe dijk	26-feb-2018	259	266			

⁽¹⁾ dit betreffen bruto waarden per ophoogslag en voor de totale ophoging
⁽²⁾ In deze consolidatieperiode vindt conform het draaiboek voor opbouw proef herstel FSP [7] tevens het plaatsen/aansluiten van de monitoring en het plaatsen/aansluiten van het systeem voor het opvoeren van de bovenbelasting (met oa vloeistofdichte containers) plaats. Dat leidt in de opbouw tot verwaarloosbare belastingen, zodat er geen reden is deze activiteiten de predicties mee te nemen.

Tabel 4.8 Overzicht fasering opbouw proefdijken conform Bijlage D.2

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

De gevisualiseerde fasering van de opbouwwerkzaamheden over de dwarsdoorsnede van de ophoging en detailtekeningen van de FSP na de opbouw zijn in Bijlage E opgenomen. Hierin komen de volgende afwerkniveaus naar voren:

- totale hoeveelheid opgebracht zand voor groene dijk: **5,9 m**
- bovenkant kruin groene dijk na aanleg: **NAP +5,30 m**
- breedte kruin na aanleg: **6 m**
- helling binnentalud groene dijk na aanleg: **1:1,8**
- helling bassintalud groene dijk na aanleg: **1:1,8**
- totale hoeveelheid opgebracht zand voor blauwe dijk: **6,3 m**
- bovenkant kruin blauwe dijk na aanleg: **NAP +5,30 m**
- helling binnentalud blauwe dijk na aanleg: **1:1,8**
- helling bassintalud blauwe dijk na aanleg: **1:1,8**
- bovenkant waterbassin: **NAP +3,50 m**

N.B. Voor de (uitvoerings)details van de opbouwfase wordt verwezen naar het draaiboek voor de opbouw, de beproeving en het herstel [7].

4.5.3 Proeffase

In het DO is er, in het verlengde van Tabel 4.8, uitgegaan van de volgende proeffasering, waarbij de start van de proef gelijk is gesteld aan het (in de natte) van ontgraven aan de passieve zijde van de betreffende proefdijk (zie subparagraaf 3.2.2):

Fase	Beschrijving	datum	t _{start}	t _{eind}	t _{start} *	t _{eind} *
			[dag]	[dag]	[dag]	[dag]
3.1	Ontgraven passieve wig groene dijk	12-feb-2018	245	247	0	2
3.2	Verlagen waterstand in ontgraving		247	248	2	3
3.3	Verhogen waterstand zandkern		248	251	3	6
3.4	Verhogen bovenbelasting		251	252	6	7
3.5	Ontgraven passieve wig blauwe dijk	26-feb-2018	259	261	0	2
3.6	Verlagen waterstand in ontgraving		261	262	2	3
3.7	Verhogen waterstand zandkern		262	265	3	6
3.8	Verhogen waterstand talud		265	266	6	7
3.9	Verhogen bovenbelasting		266	267	7	8

Tabel 4.9 Overzicht fasering proeffase groene en blauwe dijk conform Bijlage D.2

In de fasering volgens Tabel 4.9 is het stabiliseren van de groene dijk niet als een fase meegenomen bij de blauwe dijk, aangezien in beide gevallen een half-symmetrische doorsnede van de gehele ophoging wordt beschouwd. Met het stabiliseren wordt bedoeld het aanvullen van de ontgraving (of wat daar nog van over is) aan de passieve zijde en het verlagen van de waterstand in de taludkern en/of zandkern van de proefdijk.

N.B. Voor de (uitvoerings)details van de proeffase wordt verwezen naar het draaiboek voor de opbouw, de beproeving en het herstel [7].



11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

4.5.4 Herstelfase

Met het herstel wordt op de werkzaamheden gedoeld op twee verschillende tijdstippen:

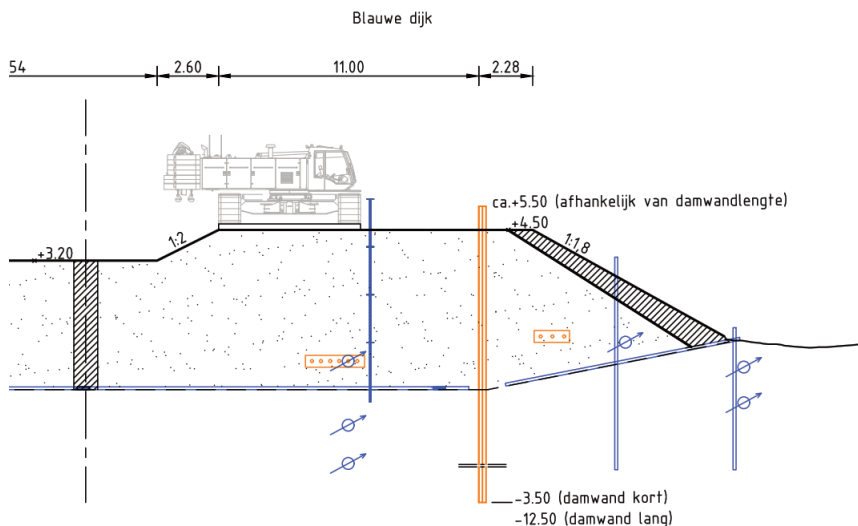
- Bij bezwijken van de groene dijk zou mogelijk een gedeelte van het waterbassin mee kunnen bezwijken. Dit gedeelte van het waterbassin dient dan weer hersteld te worden zodat daarin weer water opgezet kan worden voor het laten bezwijken van de blauwe dijk. Om het waterbassin te herstellen dient dan eerst de groene dijk weer te worden gestabiliseerd, waarvoor het achterland aangevuld dient te worden om zo de oprijfsituatie weer te voorkomen. Hiervoor wordt naar subparagraaf 5.2.7 verwezen.
- Na het uitvoeren van de bezwijkproef op de blauwe dijk zal de volledige proef weer opgeruimd worden. Dit betreft het afgraven van de dijken (na het opgraven van bezwijkvlakken, verwijderen van de monitoring, verwijderen van drainagekoffers, en het aanbrengen en terugbrengen van de toplaag. Hierover zijn tussen de opdrachtgever POVM en de pachter van het terrein afspraken gemaakt. Dit wordt in het draaiboek voor opbouw proef herstel [7] behandeld.

5 Definitief Ontwerp FSP

5.1 Onderzoeksvragen

Met de uitgangspunten in hoofdstuk 3 en hoofdstuk 4 dient in het voorliggende DO met predicties voor het gedrag van de ophoging in aanloop naar de FSP op de groene en blauwe dijk antwoord te worden gegeven op de volgende vragen met betrekking tot de **opbouw**:

- In hoeverre is de stabiliteit van kraan en ophoging in het geding tijdens het installeren van de FSP-wanden vanaf het heiplateau op de ophoging (zie Figuur 5.1)?



Figuur 5.1 Situatie tijdens inbrengen damwandschem (voorafgaand laatste ophoogslag)

- Wat is de minimaal vereiste kerende hoogte van de proefdijken na de opbouw om beide in de FSP conform het mechanisme STBI te laten bezwijken?
- Waar moeten vloeistofdichte containers op de kruin worden geplaatst om beide proefdijken in de FSP op het mechanisme STBI te kunnen laten bezwijken?

De twee laatstgenoemde vragen worden beantwoord op basis van de predicties en gevoeligheidsanalyses die ten behoeve van de proeffase zijn uitgevoerd.

Met de uitgangspunten in hoofdstuk 3 en hoofdstuk 4 dient in het voorliggende DO met predicties voor het gedrag in de FSP op de groene en blauwe dijk en gevoeligheidsanalyses antwoord te worden gegeven op de volgende vragen met betrekking tot de **proef**:

- Hoe haalbaar is het (met de onderhavige uitgangspunten) tot bezwijken brengen van de groene en blauwe proefdijk in de FSP volgens mechanisme STBI?
- Van welke stuurinformatie moet aan het einde van de verschillende deelfasen worden uitgegaan? Oftewel, welke maatregel (met welke omvang) moet bij welk gesignaleerde gedrag van de proefdijken per deelfase worden genomen?
- Wat is de invloed van het bezwijken van de groene proefdijk op de blauwe proefdijk? En welke stuurinformatie kan hiervoor worden gebruikt?

Met de uitgangspunten in hoofdstuk 3 en hoofdstuk 4 dient in het voorliggende DO met predicties voor het gedrag van de ophoging in aanloop naar de FSP op de groene en blauwe dijk antwoord te worden gegeven op de volgende vragen met betrekking tot het **herstel**:

- Wat is naar verwachting de omvang van de herstelmaatregelen van de groene proefdijk en het waterbassin na de proef op de groene dijk?

Tabel 5.1 geeft een overzicht van de uitgevoerde predicties en gevoeligheidsanalyses.

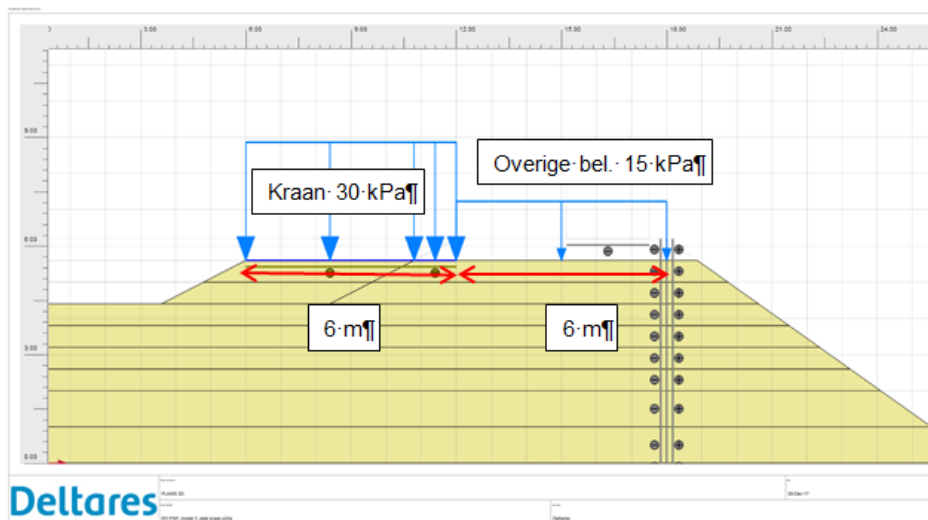
Analyse	Modellen en parameters
Stabiliteit kraan/ophoging bij opbouw	PLAXIS SS model (lage grondsterkte)
<u>Groene proefdijk:</u> Predictie bezwijkproef groene dijk	Basismodel PLAXIS: <ul style="list-style-type: none"> • verwachtingswaarden grondsterkte • SS-model voor cohesieve lagen • MC/HS-model voor niet-cohesieve lagen Variaties PLAXIS: <ul style="list-style-type: none"> • hoge grondsterkte • lage grondsterkte • SHANSEP NGI-ADP model voor cohesieve lagen
Gevoeligheidsanalyses: <ul style="list-style-type: none"> • kruin ophogen tot NAP +5,50 m • kern tot NAP +3,50 m verzadigen • bovenbelasting 0,5 m verder • bovenbelasting 10 kPa hoger • afstand ontgraving tot teen talud 3 m • bovenbelasting voor verzadigen 	Aanleg-, opbouw- en proeffase met PLAXIS: <ul style="list-style-type: none"> • SS-model voor cohesieve lagen • MC/HS-model voor niet-cohesieve lagen
<u>Blauwe proefdijk:</u> Predictie bezwijkproef	Basismodel PLAXIS: <ul style="list-style-type: none"> • verwachtingswaarden grondsterkte • SS-model voor cohesieve lagen • MC/HS-model voor niet-cohesieve lagen Variaties PLAXIS: <ul style="list-style-type: none"> • hoge grondsterkte • lage grondsterkte • SHANSEP NGI-ADP model voor cohesieve lagen
Gevoeligheidsanalyses: <ul style="list-style-type: none"> • damwand 0,5 m richting talud • kruin ophogen tot NAP +5,50 m • kern tot NAP +4,50 m verzadigen • bovenbelasting 10 kPa hoger 	Aanleg-, opbouw- en proeffase met PLAXIS: <ul style="list-style-type: none"> • SS-model voor cohesieve lagen • MC/HS-model voor niet-cohesieve lagen
Onderlinge beïnvloeding proefdijken	Basismodel PLAXIS, met volledige mesh
Omvang herstelmaatregelen	zie predicties groene dijk

Tabel 5.1 Overzicht predicties en gevoeligheidsanalyses voor gedrag groene en blauwe proefdijk

5.2 Resultaten predicties

5.2.1 Stabiliteit kraan/ophoging bij opbouw

Voorafgaand aan de laatste ophoogslag zal een draadkraan op de ophoging worden gereden waarmee de drievoudige damwandplanken wordt ingebracht. De stabiliteit van de ophoging dient dan uiteraard verzekerd te zijn. Daartoe is in Bijlage D.2 de stabiliteit van de blauwe dijk gecontroleerd, waarbij de ondergrens van de grondsterkten is aangehouden. In Figuur 5.2 is een detail van de schematisering van de kraanopstelling opgenomen.



Figuur 5.2 Detail schematisering kraanopstelling tijdens opbouw damwandscherm conform Bijlage D.2

In Bijlage D.2 is met conservatieve uitgangspunten in een PLAXIS-analyse tot een berekende veiligheidsfactor van 1,3 gekomen waardoor de stabiliteit ruim voldoende wordt geacht.

5.2.2 Minimaal vereiste kerende hoogte proefdijken

Op basis van de predicties voor de groene en blauwe dijk in Bijlage D.2 wordt geconcludeerd dat een kerende hoogte van circa 5 m^{11} naar verwachting voldoende is om de plastische vervormingen bij het gewenste mechanisme STBI in de proefdijken te introduceren.

Desondanks wordt op basis van de gevoeligheidsanalyses geadviseerd om beide proefdijken bij het afwerken tot NAP +5,50 m op te hogen, om de kans op niet falen (binnen de mogelijkheden) te minimaliseren (zie subparagraaf 6.1 en subparagraaf 0).

5.2.3 Plaatsing vloeistofdichte containers

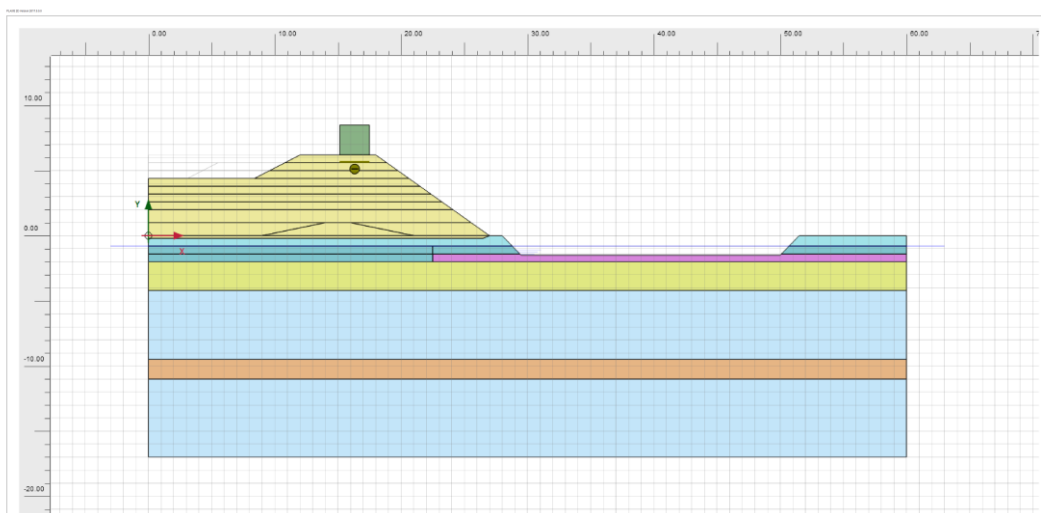
Op basis van de predicties voor de groene en blauwe dijk in Bijlage D.2 wordt geconcludeerd dat voor het introduceren van de gewenste plastische vervormingen bij het gewenste mechanisme STBI één rij containers op 0,5 m van de wand naar verwachting voldoende is.

N.B. Hierbij wordt wel benoemd dat op basis van de gevoeligheidsanalyses voor de blauwe dijk wordt geadviseerd om de wand bij het installeren (in voorlaatste ophoogslag) zover mogelijk in het talud te plaatsen, op circa 0,5 m vanaf insteek talud. Dit om de kans op niet falen (binnen de mogelijkheden) te minimaliseren (zie subparagraaf 0).

¹¹ in Tabel 3.8 worden geschatte kruinniveaus gegeven van NAP +5,2 m (groene dijk) en NAP +5,1 m (blauwe dijk) na het afwerken bij de aanleg op NAP +5,3 m;

5.2.4 Verwacht gedrag groene proefdijk

In Bijlage D.2 is gekomen tot het basismodel voor de laatste belastingfase in Figuur 5.3 waarmee de orde grootte van de metingen tijdens de aanleg van de zettingsmeetplaatjes, waterspanningsmeters en hellingmeetbuizen voldoende konden worden gereproduceerd.



Figuur 5.3 Opzet basis model voor groene dijk conform Bijlage D.2

Met dit basismodel zijn predicties voor de proef gemaakt waarbij het uitgangspunt is om in de fasering per stap alle beschikbare middelen maximaal in te zetten, oftewel:

- Indicatie van kruinniveau ten tijde van proef NAP +5,2 m
- ontgraving in passieve wig tot diepte van 1,5 m diepte
- waterstand in deze ontgraving verlagen tot 1.5 m onder maaiveld
- waterstand in zandkern 3 m verhogen
- bovenbelasting op kruin 23 kPa

Het doel van de predicties was om af te tasten of bij de groene dijk naar verwachting:

- voldoende grote (plastische) vervormingen¹² kunnen worden geïntroduceerd;
- niet onverwacht snel tot bezwijken zou kunnen komen waardoor tijdens de proef een onveilige situatie kan ontstaan.

In Tabel 5.2 is de bijkomende horizontale vervorming van de teen van de dijk in een belastingstap ($P_{u_{x;teen\ talud}}$) van de proef opgenomen voor zowel de basissom (met en zonder slappe kleilaag) als de in Tabel 5.1 genoemde variaties daarop.

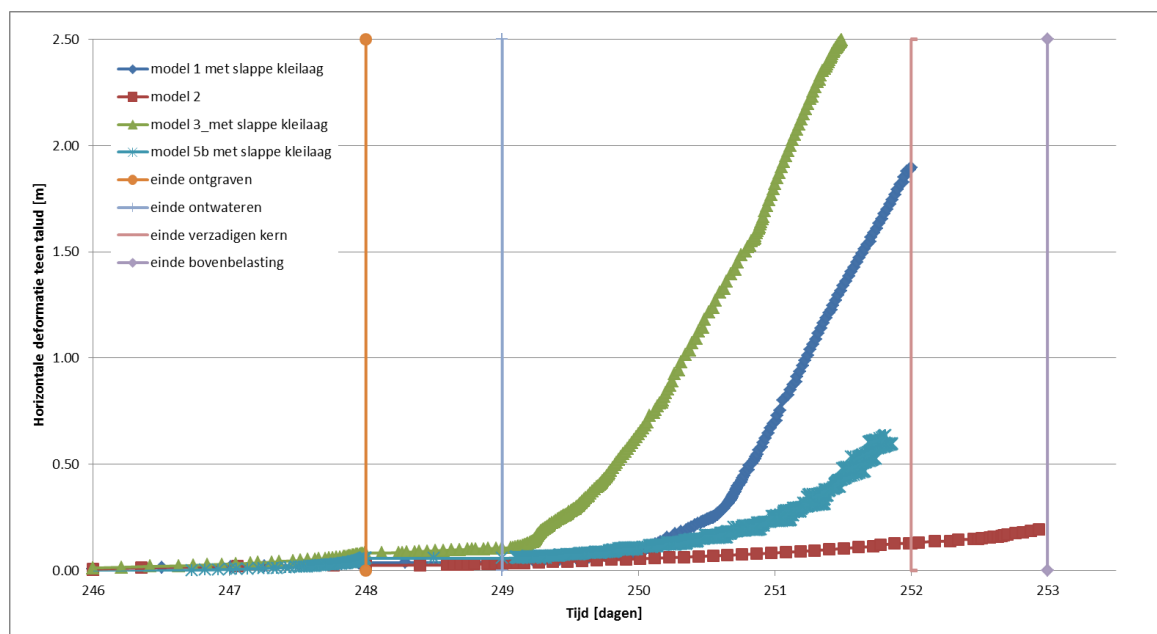
¹² er wordt aangenomen dat dit punt is bereikt als de teen van de dijk meer dan 20 cm horizontaal vervormd binnen één belastingstap (dus ;

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

Predictie	Na ontgraven en ontwateren $Pu_{x;teen}$ talud [m]	Na verzadigen zandkern $Pu_{x;teen}$ talud [m]	Na bovenbelasting $Pu_{x;teen}$ talud [m]	Glijvlak?
Hoge grondsterkte (zonder slappe kleilaag)	0.05	0.10	0.05	nog geen glijvlak
Basissom (zonder slappe kleilaag)	0.05	>> 0.20	-	kleilaag of veenlaag
Basissom (met slappe kleilaag)	0.05	>> 0.20	-	slappe kleilaag
SHANSEP NGI-ADP (zonder slappe kleilaag)	0.05	0.30	-	kleilaag of veenlaag
SHANSEP NGI-ADP (met slappe kleilaag)	0.05	0.40	-	slappe kleilaag
Lage grondsterkte (met slappe kleilaag)	0.10	>> 0.20	-	kleilaag

Tabel 5.2 Overzicht resultaten predicties voor groene dijk volgens Bijlage D.2

Uit de resultaten in Tabel 5.2 blijkt dat de groene dijk naar verwachting tot voldoende grote plastische vervormingen moet kunnen worden gebracht, en dat er een voorkeur lijkt te bestaan voor een relatief ondiep glijvlak door de slappe kleilaag.

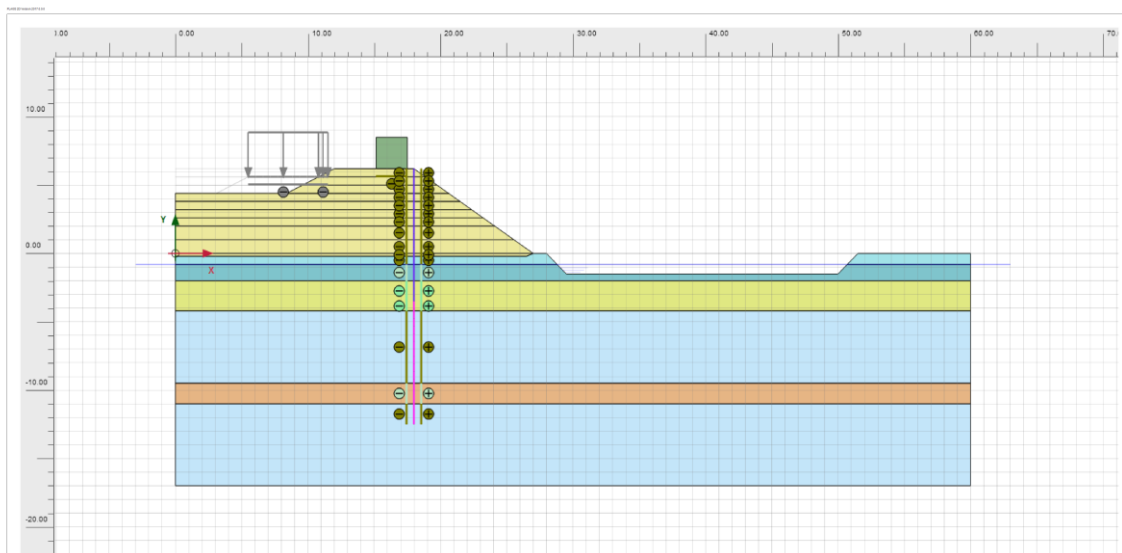


Figuur 5.4 Verloop horizontale vervorming van teen van groene dijk in de tijd

Er blijkt echter ook (bij een hoge grondsterkte) een kans aanwezig dat het niet lukt. Dit blijkt ook uit het verloop van de horizontale vervorming van de teen van het talud in Figuur 5.4.

5.2.5 Verwacht gedrag blauwe proefdijk

In Bijlage D.2 is gekomen tot het basismodel voor de laatste belastingfase in Figuur 5.5 waarmee de orde grootte van de metingen tijdens de aanleg van de zettingsmeetplaatjes, waterspanningsmeters en hellingmeetbuizen voldoende konden worden gereproduceerd.



Figuur 5.5 Opzet basis model voor blauwe dijk conform Bijlage D.2

Met dit basismodel zijn predicties voor de proef gemaakt waarbij het uitgangspunt is om in de fasering per stap alle beschikbare middelen maximaal in te zetten, oftewel:

- Indicatie van kruinniveau ten tijde van proef NAP +5,1 m
- ontgraving in passieve wig tot diepte van 1,5 m diepte
- waterstand in deze ontgraving verlagen tot 1.5 m onder maaiveld
- waterstand in zandkern 4,0 m verhogen
- waterstand in talud 1,5 m verhogen
- bovenbelasting op kruin 23 kPa

Het doel van de predicties was om af te tasten of bij de blauwe dijk naar verwachting:

- voldoende grote (plastische) vervormingen¹³ kunnen worden geïntroduceerd;
- niet onverwacht snel tot bezwijken zou kunnen komen waardoor tijdens de proef een onveilige situatie kan ontstaan.

In Tabel 5.2 is de bijkomende horizontale vervorming van de teen van de dijk in een belastingstap ($Pu_{x,teen\ talud}$) van de proef opgenomen voor zowel de basissom (met en zonder slappe kleilaag) als de in Tabel 5.1 genoemde variaties daarop.

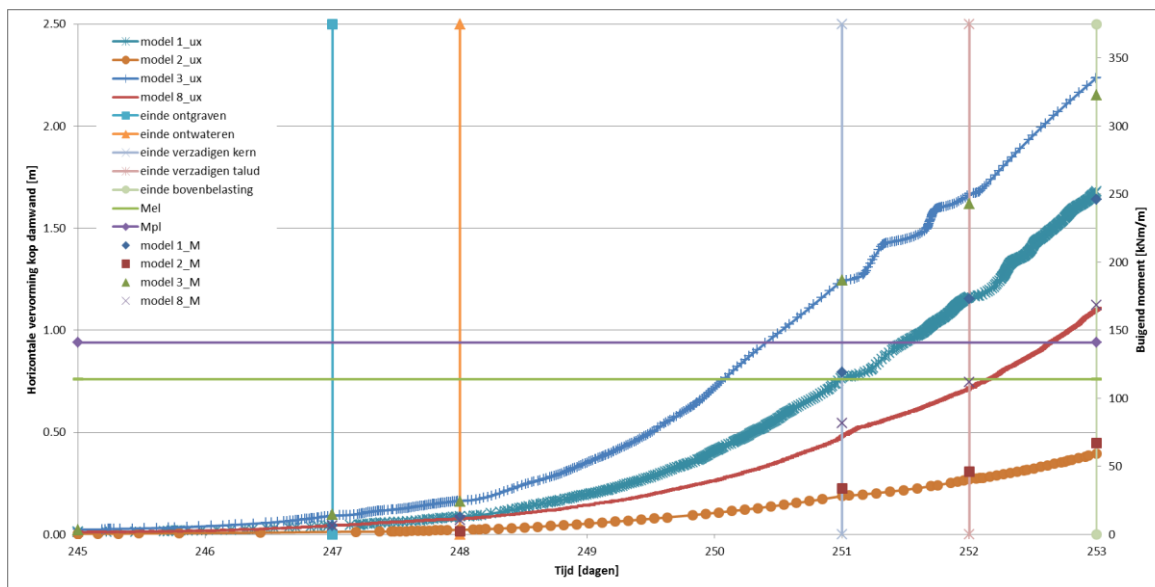
¹³ er wordt aangenomen dat dit punt is bereikt als de damwand een volledig plastisch scharnier heeft ontwikkeld;

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

Predictie	u_x :kop damwand [m]	Na aanbrengen bovenbelasting		
		M_{max} [kNm/m']	niveau M_{max} [m NAP]	N_{max} [kN/m']
Hoge grondsterkte	0,30	88	NAP -4,2 m	28
Basissom	1,65	247	NAP -3,5 m	74
SHANSEP NGI-ADP	1,10	172	NAP -3,4 m	
		167	NAP -3,8 m	
Lage grondsterkte	2,20	325	NAP -3,7 m	
Hoge damwandsterkte	> 2.30	163	NAP -3,0 m	95
		141	NAP -3,7 m	

Tabel 5.3 Overzicht resultaten predicties voor blauwe dijk volgens Bijlage D.2

Uit de resultaten in Tabel 5.2 blijkt dat de blauwe dijk naar verwachting tot voldoende grote plastische vervormingen moet kunnen worden gebracht. Er blijkt echter ook (bij een hoge grondsterkte) een kans aanwezig dat het niet lukt. Dit blijkt ook uit de opbouw van de buigende momenten in de damwand (zie rechter y-as in Figuur 5.4), waar bij een hoge grondsterkte nog niet eens de volledige elastische capaciteit van de wand wordt benut.

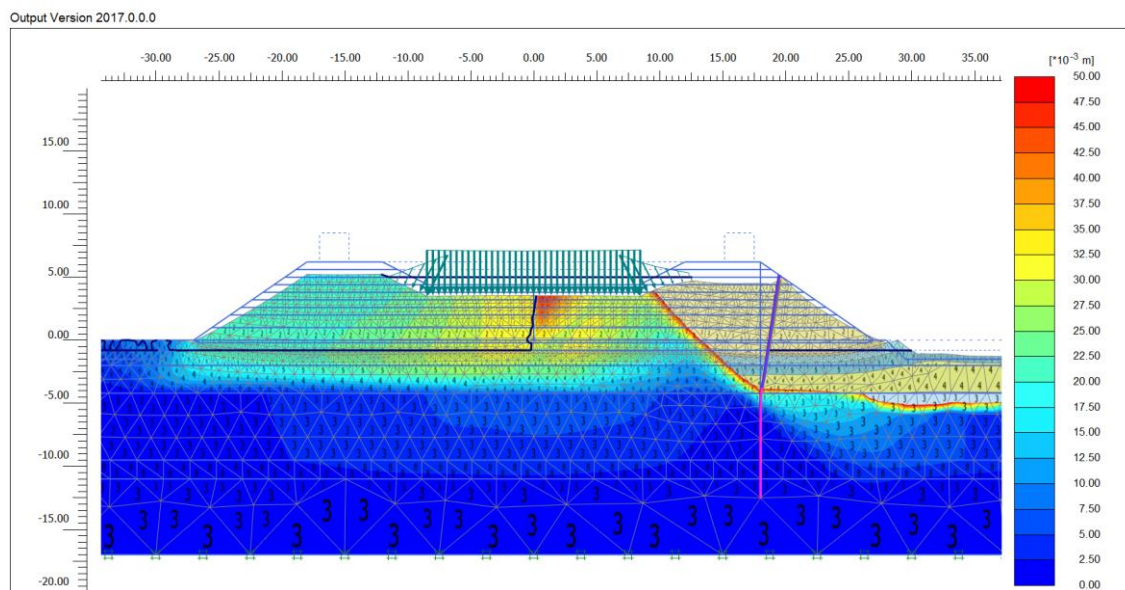


Figuur 5.6 Verloop horizontale vervorming van kop damwand en maximaal moment bij blauwe dijk in de tijd

5.2.6 Verwachte invloed bezwijken groene dijk op te beproeven blauwe dijk

Voor de volledigheid is in Bijlage D.2 de eventuele invloed van de proefuitvoering bij de groene dijk op de blauwe dijk beschouwd (en vice versa). Bij het beschouwen van de geometrische afmetingen van de dijk in relatie tot de slappe lagen in de ondergrond is de verwachting (engineering judgement) dat er in ieder geval geen grote invloed kan zijn. Vanuit de resultaten van de predicties van de groene en blauwe dijk volgt dat het optredende bezwijkmechanisme een "lokaal" iets is, deze geen invloed zal hebben op de andere dijk.

Grootste onbekende is dan echter de invloed van de hogere waterstand in de kern van de ene dijk op de andere dijk. Deze invloed kon niet worden beschouwd met de (half symmetrische) modellen van de predicties. Om deze invloed nader te beschouwen is een volledig model gemaakt van de groene en blauwe dijk, waarin de waterstand in de zandkern van de blauwe dijk en het waterbassin (conservatief) tot een maximum van NAP +5 m worden opgezet. De resultaten zijn gepresenteerd in Figuur 5.7.



Figuur 5.7. Bijkomende vervormingen in fase door opzetten water in zandkern blauwe dijk en bassin tot NAP +5 m

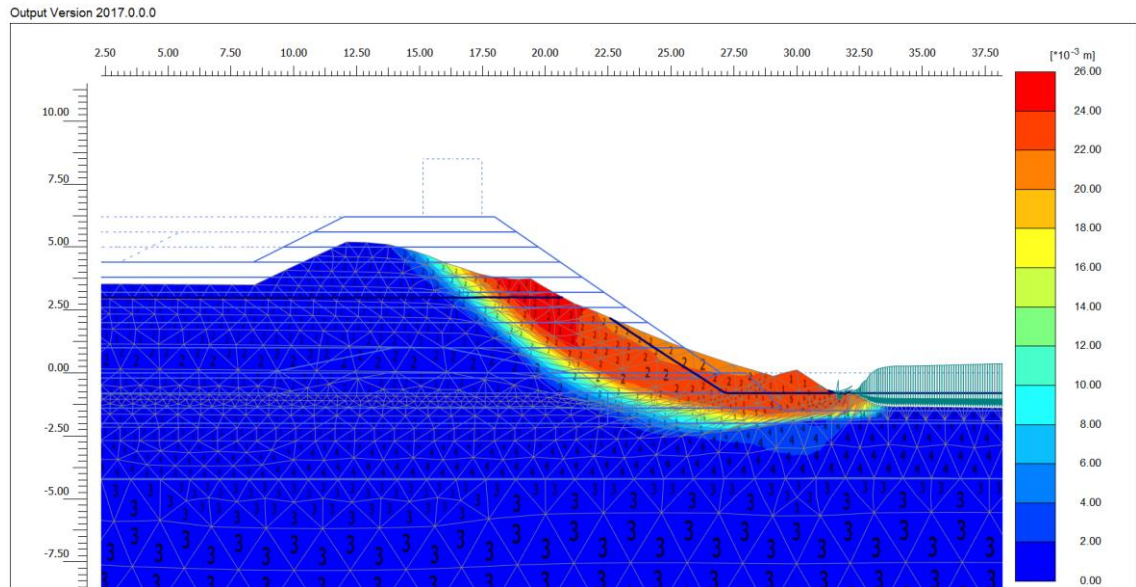
De maximale bijkomende verplaatsingen in de groene dijk als gevolg van het opzetten van het water tot NAP +5 m in de zandkern van blauwe dijk en waterbassin zijn in de orde van enkele centimeters. Er zijn geen signalen die duiden op mogelijk bezwijken van de groene dijk. Verwacht mag worden dat in de omgekeerde situatie (opzetten peil in groene dijk en bassin) de blauwe dijk zich ook zo zal gedragen. Er wordt dan ook geconcludeerd dat de onderlinge beïnvloeding van de groene en blauwe dijk gering is en daarmee acceptabel.

5.2.7 Verwachte omvang van herstelmaatregelen

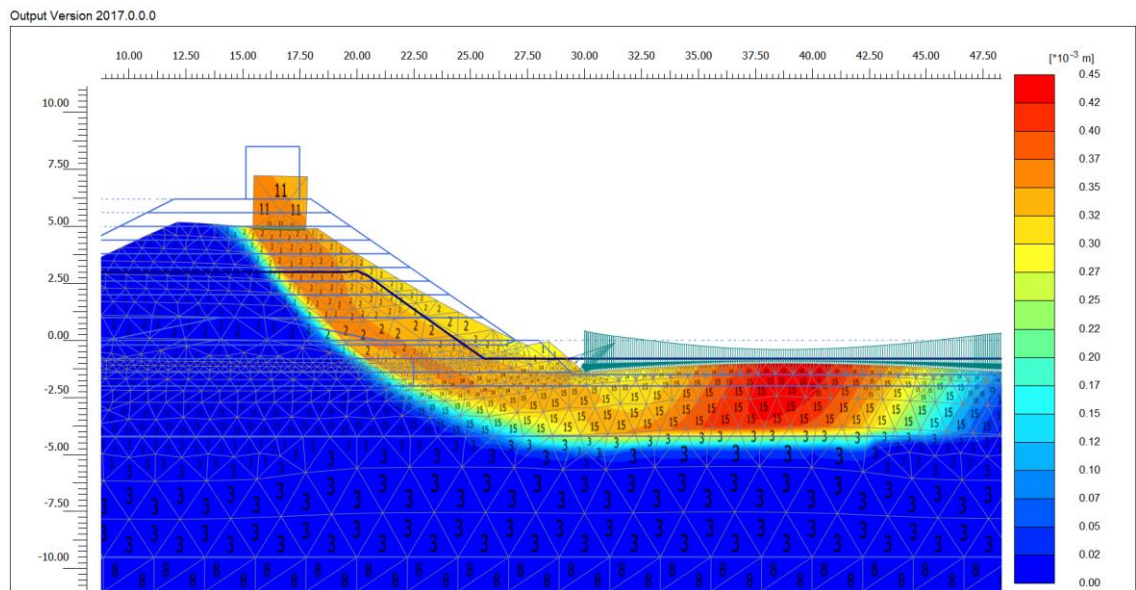
Bij bezwijken van de groene dijk zou mogelijk een gedeelte van het waterbassin mee kunnen bezwijken. Dit gedeelte van het waterbassin dient dan weer hersteld te worden, zodat in het bassin weer water opgezet kan worden voor het laten bezwijken van de blauwe dijk. Om het bassin te herstellen dient dan eerst de groene dijk weer te worden gestabiliseerd. Hiervoor zal bv het achterland aangevuld worden om zo de oprijfsituatie weer te voorkomen.

Om inzicht te krijgen in de verwachte herstelmaatregelen wordt nogmaals gekeken naar de resultaten van de predicties voor de groene proefdijk (zie subparagraaf 5.2.4). Uit deze analyses blijkt dat geen grootschalige inscharing van de groene dijk wordt verwacht. Als voorbeeld is het bezwijkmechanisme in twee predicties in Figuur 5.8 en Figuur 5.9 getoond.

11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief



Figuur 5.8. Bezwijkmechanisme van basismodel groene dijk met slappe kleilaag



Figuur 5.9. Bezwijkmechanisme van SHANSEP NGI-ADP predictie zonder slappe kleilaag

Ondanks dat moet worden beseft dat deze predicties niet direct geschikt zijn om de exacte vorm na bezwijken te voorspellen, lijkt het dat over een breedte van 1 à 2 m de kruinhoogte hoger blijft dan NAP +5 m. Hiermee wordt verwacht dat het waterbassin niet kan leeglopen, en dat eventuele herstelwerkzaamheden aan de groene dijk van een relatief kleine en acceptabele omvang zullen zijn.

N.B. Hierbij kan ook worden beseft dat de belasting op de dijk wordt gestuurd. Uitgaande van de definitie van falen (20 cm bijkomende vervorming in één belastingstap van de proef) kan de belasting ook weer tijdig worden gestopt c.q. afgebouwd zodat de totale vervormingen binnen de perken blijven.

5.3 Resultaten gevoeligheidsanalyses

5.3.1 Variaties groene proefdijk

In Bijlage D.2 is een aantal potentiële maatregelen beschouwd om na te gaan in hoeverre deze de kans vergroten dat er bij de groene dijk in het geval van een hoge grondsterkte voldoende grote plastische vervormingen tot stand kunnen worden gebracht. De resultaten uit deze gevoeligheidsberekeningen zijn in Tabel 5.4 samengevat.

Predictie	Na ontgraven en ontwateren $P_{u_{x;teen\ talud}}$ [m]	Na verzadigen zandkern $P_{u_{x;teen\ talud}}$ [m]	Na bovenbelasting $P_{u_{x;teen\ talud}}$ [m]	Glijvlak?
Hoge grondsterkte (zonder slappe kleilaag)	0.05	0.10	0.05	nog geen glijvlak
Kruin ophogen tot NAP +5,5 m	0.05	0.10	0.10	nog geen glijvlak
Zandkern verzadigen tot NAP +3,50 m	0.05	0.15	0.10	glijvlak bijna gevormd
Bovenbelasting 0,5 m verder van insteek talud	0.05	0.10	0.05	nog geen echt glijvlak
Bovenbelasting 10 kPa hoger	0.05	0.10	0.10	nog geen echt glijvlak
Alle maatregelen (excl. 10 kPa extra bovenbelasting)	0.05	0.20	0.15	klei of veenlaag

Tabel 5.4 Samenvatting resultaten gevoeligheidsanalyses maatregelen bij groene dijk conform Bijlage D.2

Uit de gevoeligheidsanalyse wordt in Bijlage D.2 geconcludeerd dat bij inzetten van alle maatregelen (op de verhoging van de bovenbelasting na) de verwachting is dat tot voldoende grote plastische vervormingen moet kunnen worden gekomen.

Zoals aangegeven bij de predicties, lijkt er bij de groene dijk een voorkeur te bestaan voor een relatief ondiep glijvlak door de slappe kleilaag. Dit mechanisme lijkt minder gewenst dat het diepe mechanisme (door de veenlaag), omdat deze laatste naar verwachting beter bij de bezwijkvorm van de blauwe dijk aansluit. Er zijn twee maatregelen afgetast om toch een dieper schuifvlak te forceren, namelijk het ontgraven op 3 m uit de teen (in plaats van 1 m) en het omdraaien van de belastingvolgorde (eerst bovenbelasting aanbrengen en daarna de zandkern verzadigen). Uit de resultaten volgen echter geen wezenlijke veranderingen ten opzichte van het eerder gevonden (ondiepe) bezwijkmechanisme.

5.3.2 Variaties blauwe proefdijk

In Bijlage D.2 is een aantal potentiële maatregelen beschouwd om na te gaan in hoeverre deze de kans vergroten dat er bij de blauwe dijk in het geval van een hoge grondsterkte voldoende grote plastische vervormingen tot stand kunnen worden gebracht. De resultaten uit deze gevoeligheidsberekeningen zijn in Tabel 5.5 samengevat.

Predictie	Na aanbrengen bovenbelasting			
	u_x :kop damwand [m]	M_{max} [kNm/m']	niveau M_{max} [m NAP]	N_{max} [kN/m']
Hoge grondsterkte	0,30	88	NAP -4,2 m	28
Damwand 0,5 m richting talud	0.40	104	NAP -4,2 m	
Kruin ophogen tot NAP +5,5 m	0.37	97	NAP -4,2 m	
Zandkern tot NAP +4,5 m verzadigen	0.50	118	NAP -4,2 m	
Bovenbelasting 10 kPa hoger	0.35	93	NAP -4,2 m	
Alle maatregelen (excl. 10 kpa extra bovenbelasting)	0.70	150	NAP -4,2 m	

Tabel 5.5 Samenvatting resultaten gevoeligheidsanalyses maatregelen bij blauwe dijk conform Bijlage D.2

Uit de gevoeligheidsanalyse wordt in Bijlage D.2 geconcludeerd dat bij inzetten van alle maatregelen (op de verhoging van de bovenbelasting na) de verwachting is dat een M_{pl} van 141 kNm/m' (bovengrens sterkte van drievoudige GU8N) moet kunnen worden gehaald.

5.3.3 Stuurinformatie groene en blauwe proefdijk

In Figuur 5.4 en Figuur 5.6 wordt de informatie uit de predicties voor de groene respectievelijk blauwe proefdijk samengevat die als stuurinformatie voor de proef kan worden gebruikt. Tijdens de proef dienen dus de volgende parameters in de tijd te worden gemonitord:

- vervorming van de teen van de groene proefdijk
- vervorming van de kop van de damwand in de blauwe dijk
- buigende momenten in de damwand in de blauwe dijk

6 Conclusies

6.1 DO voor groene proefdijk

Op basis van de gemaakte (gevoeligheids)analyses met een basismodel dat is gefit aan de (monitorings)resultaten uit de aanleg middels de Observational Method zijn de volgende conclusies getrokken:

- Er lijken twee mogelijke vormen voor het bezwijkmechanisme STBI mogelijk: een relatief ondiep glijvlak door de slappe kleilaag en een diep mechanisme door de veenlaag over de tussenzandlaag. Op basis van de gemaakte predicties lijkt er een voorkeur te zijn voor het ondiepe glijvlak. Eenduidig voorspellen van de exacte vorm van het glijvlak is echter niet mogelijk.
- Bij de groene proefdijk moet dus rekening worden gehouden met een relatief ondiep afschuifmechanisme door de slappe kleilaag. Dit mechanisme lijkt minder gewenst dan het diepe mechanisme, omdat deze naar verwachting beter aansluit bij de bezwijkvorm van de blauwe proefdijk. Afgetast zijn twee mogelijkheden om toch een dieper schuifvlak te forceren. Hieruit is geconcludeerd dat deze aanpassingen in wijze van belasten geen wezenlijk verschil in gedrag laten zien. Geadviseerd wordt daarom om de wijze van belasting zo veel mogelijk te laten aansluiten bij de blauwe proefdijk.
- Geadviseerd wordt om de bovenbelasting (in de vorm van containers) op 1 m vanaf insteek talud te plaatsen, wat naar verwachting bijdraagt aan het forceren van dieper glijvlak en de kans op draagkrachtproblemen (van de containers) gerelateerd aan het talud beperkt.
- Op basis van een analyse met de verwachte ondergrens van de grondsterkten (dus het snelst bezwijken) lijkt het niet de verwachting dat de dijk bezwijkt bij ontgraven en ontwateren van de passieve wig. Het kan echter niet worden uitgesloten op basis van de gemaakte predicties. Daarom wordt er geadviseerd om de situatie tijdens ontgraven goed te blijven monitoren en waar nodig in te grijpen.
- Op basis van een analyse met de verwachte bovengrens van de grondsterkte (dus het minst snel bezwijken) bestaat de mogelijkheid dat de groene proefdijk niet (volgens het mechanisme STBI) tot bezwijken komt. Om de kans op niet falen (binnen de mogelijkheden) te minimaliseren wordt er geadviseerd om de dijk op te hogen tot NAP +5,50 m en rekening te houden met eventueel verzadigen van de kern tot NAP +3,5 m.
- Geadviseerd wordt om de maatregel om 10 kPa extra bovenbelasting (in de vorm van rijplaten) niet te nemen, in verband met de relatief hoge kosten en benodigde logistiek en daarbij het verwachte beperkte effect.

In Bijlage E zijn de tekeningen met het resulterende DO voor de groene dijk opgenomen.

6.2 DO voor blauwe proefdijk

Op basis van de gemaakte (gevoeligheids)analyses met een basismodel dat is gefit aan de (monitorings)resultaten uit de aanleg middels de Observational Method zijn de volgende conclusies getrokken:

- Er wordt verwacht dat de blauwe dijk tot voldoende grote plastische vervormingen en conform het mechanisme STBI kan worden gebracht.
- Op basis van een analyse met de verwachte ondergrens van de grondsterkten (dus het snelst bezwijken) lijkt het niet de verwachting dat blauwe dijk bezwijkt bij ontgraven en ontwateren van de passieve wig. Het kan echter niet worden uitgesloten op basis van de gemaakte predicties. Er wordt daarom geadviseerd om de situatie tijdens ontgraven goed te blijven monitoren en waar nodig in te grijpen.
- Uit een analyse met de verwachte bovengrens van de grondsterkten (dus het minst snel bezwijken) blijkt dat er ook een mogelijkheid is dat het niet lukt om de dijk tot voldoende grote plastische vervormingen en het mechanisme STBI te brengen. Om de kans op niet falen (binnen de mogelijkheden) te minimaliseren wordt aanbevolen om:
 - de damwand zover mogelijk in het talud te plaatsen, op circa 0,5 m vanaf insteek talud op het moment van plaatsen (dus in voorlaatste ophoogslag);
 - afwegen om de kruin van de blauwe dijk nog wat verder te verhogen in laatste ophoogslag tot NAP +5,5 m;
 - de bekleding van het waterbassin zo in te richten, dat deze kan worden overtopt om de zandkern van de blauwe dijk boven de NAP +4 m te kunnen verzadigen;
 - uitgaan van inzetten van de maximale beschikbare middelen in de eerste belasting stappen (ontgraven en ontwateren).
- Verder wordt geconcludeerd dat het model erg gevoelig is voor de exacte combinatie van parameters, de exacte mate van consolidatie en het te hanteren materiaal model. Relatief kleine wijzigingen kunnen grote effecten geven in resultaten. Voorgaande geeft hiermee de nut en noodzaak aan van een dergelijke grootschalige proef.

In Bijlage E zijn de tekeningen met het resulterende DO voor de blauwe dijk opgenomen.

6.3 Overige vragen DO

Verder nog de volgende conclusies over uitstaande onderzoeksvragen:

- Op basis van een PLAXIS-analyse met conservatieve uitgangspunten is geconcludeerd dat de stabiliteit van de kraan en de ophoging tijdens de damwandinstallatie ruim voldoende wordt geacht.
- Met een kruinniveau van NAP +5,1 m à NAP +5,2 m wordt verwacht dat de groene en blauwe dijk tot voldoende grote plastische vervormingen bij het gewenste mechanisme STBI kunnen worden gebracht. Volgens paragraaf 6.1 en paragraaf 0 blijft echter de mogelijkheid bestaan dat beide proefdijken niet tot bezwijken kunnen worden gebracht. Om de kans op niet falen (binnen de mogelijkheden) te minimaliseren wordt er geadviseerd om de dijk op te hogen tot NAP +5,50 m en rekening te houden met het eventueel verzadigen van de kern tot een 0,5m hoger dan oorspronkelijk voorzien.



11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

- Voor het introduceren van de plastische vervormingen bij het gewenste mechanisme STBI zal één rij containers op 0,5 m van de wand naar verwachting voldoende zijn.
- Er wordt op basis van analyses geconcludeerd dat de onderlinge beïnvloeding van de groene en blauwe dijk gering is (orde van grootte centimeters) en daarmee acceptabel.
- Er wordt op basis van analyses verwacht dat het waterbassin tijdens de proef op de groene dijk niet kan leeglopen, en dat eventuele herstelwerkzaamheden aan de groene dijk na de proef dijk van een relatief kleine en acceptabele omvang zullen zijn.

A Kennisvragen

De POT en FSP moeten uiteindelijk leiden tot een complete en betrouwbare dataset, op basis waarvan in de analysefase antwoord kan worden gegeven op de volgende kennisvragen¹⁴:

	4PBP simulaties zonder grond	4PBP simulaties mét grond	POT (dis) continue wand	FSP restprofiel en -sterkte binnentalud	FSP groene dijk	FSP blauwe dijk
Hoe goed kunnen de beschikbare rekenmodellen het werkelijk optredende gedrag in de proeven voorspellen?	X	X	X	X	X	X
Welke invloed hebben het (dis)continue karakter van de damwand én mate van inbedding in grond op doorsnede-klasse volgens Eurocode 3 - deel 5?	X	X	X			
Hoe gedraagt zich een in grond ingebedde plank na het ontstaan van een plastisch scharnier. Is er met inbedding een hoger moment toelaatbaar dan zonder inbedding?	X	X	X			
Wat is de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel en de reststerkte?				X		
Wat is het waterkerende vermogen van de blauwe dijk uitgaande van de elastische capaciteit van de damwand? En wat is deze na bereiken van een plastisch scharnier?					X	X
Hoe werkt de krachtsverdeling in de onverankerde damwand onder extreme condities?						X
In welke verhouding worden de sterkte van grond en damwand gemobiliseerd, gaande van nul belasting naar doorgaand bezwijken?						X
Hoeveel vervorming van het systeem is nodig in het traject van elastisch naar plastisch gedrag van de damwand (voor het ontstaan van een plastisch scharnier)?						X
Hoe ziet het vervormingsproces tot na bezwijken eruit, inclusief het ontstaan van restprofiel? Welke volgorde van deelmechanismen treedt er daarbij op?						X
Wat zijn de vervormingen tot aan bezwijken: <ul style="list-style-type: none"> ...bij een waterkering zonder SVLC (groene dijk)? ...bij een waterkering met SVLC (blauwe dijk)? ...ter plaatse van 'aansluiting' (verschilvervorming tussen de groene en blauwe dijk, beredeneerd op basis van de resultaten van de groene en blauwe dijk)? 					X	X
Tot welke (relatieve) vervormingen in de omgeving leidt het vervormingsproces van de waterkering met SVLC?					X	X

¹⁴ ontleend aan Deltares aanbidding met kenmerk 11200956-0001-GEO-0001-jvm van 6 april 2017



11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

B Interpretatie EEM parameters grondgedrag

Memo

Aan
POVM

Datum
3 november 2017

Kenmerk
11200956-002-GEO-0020

Aantal pagina's
12

Van
Mark Post

Doorkiesnummer
+31(0)88 335 7267

E-mail
Mark.Post@deltares.nl

Onderwerp
Interpretatie EEM parameters

Inleiding

In de EEM predicties voor het DO FSP wordt getracht zo goed mogelijk de werkelijkheid te benaderen alsmede een boven en ondergrens benadering te geven. Resultaten van deze predicties kunnen dan als stuurparameter worden gebruikt tijdens de proef. Daarnaast is de predictie ook van belang om te voorspellen of de gewenste (plastische) vervormingen kunnen worden gehaald met de ter beschikking staande middelen.

In het geotechnisch interpretatie rapport [ref.1] zijn geotechnische parameters bepaald op basis van de factual rapportage [ref.2]. De in [ref.1] afgeleide geotechnische parameters zijn degene welke eenduidig uit de test resultaten kunnen worden afgeleid. Om een EEM berekening op te kunnen zetten is echter een aanvullende slag nodig, waarbij een deel engineering judgement moet worden ingezet, om te komen tot een volledige EEM parameter set. In deze memo wordt deze aanvullende slag gerapporteerd. Het betreft hoofdzakelijk het afleiden van:

- de mohr-coulomb sterkte parameters ϕ' en c' welke kunnen worden gebruikt door het HS/SS/SSC materiaal model in combinatie met Undrained A om tot de juiste ongedraineerde schuifsterkte te komen;
- de benodigde E-moduli voor het HS model voor de diverse lagen;
- De relatieve dichtheid van van tussenzandlaag 5, waarmee de sterkte en stijfheid kan worden ingeschat

Aanvullend worden boven en ondergrens waarden bepaald voor de sterkte parameters (ϕ' , c' en SHANSEP parameters). Deze boven en ondergrens waarden kunnen dan ook worden gebruikt in de predicties voor het DO FSP.

Uitgangspunt is dat een EEM parameter set moet worden afgeleid voor de volgende grondlagen:

- ophoogzand
- Laag 1 en 2: toplaag
- Laag 3, klei
- Laag 3a: slappe kleilaag
- Laag 4, veen
- Laag 5, zand
- Laag 6, klei
- Laag 7, zand

Er wordt geen onderscheid gemaakt in lagen ter plaatse van de groene kruin (voorbelast) en de overige locaties. Uit beschouwing van de verschillen in sterkte lijken deze vooral op te

treden in het overgeconsolideerde deel. Verwacht wordt echter dat door aanleg van de proefterpen de grond tot in het normaal geconsolideerde deel zal worden belast op het moment van start proef. Hiermee is het niet nodig voor de predicties een aparte set af te leiden voor de voorbelaste delen onder de groene kruin.

Parameterset

In bijlage A is een overzichtstabel gegeven met alle relevante parameters voor de EEM berekeningen. Met behulp van een kleur code is aangegeven waar de betreffende parameter vandaan komt. In deze memo worden zoals benoemd in de inleiding enkele parameters nader afgeleid in aanvulling op [ref.1]

Referenties

- 1 Deltares, geotechnisch interpretatie rapport F4
- 2 Deltares, factual rapport F3

Stijfheden SS/SSC model

Voor de interpretatie van de stijfheden is een iets afwijkende aanpak gevolgd vergeleken met [ref.1]. De beproefde monsters zijn nader beschouwd om te zien of deze voldoende representatief zijn voor de grondlaag. Op basis hiervan zijn een aantal monsters verwijderd uit de dataset omdat deze als te zandig zijn ervaren. Resulterende getallen voor de stijfheid zijn echter vrijwel gelijk aan hetgeen gerapporteerd in [ref.1]

Mohr coulomb sterkte parameters (ϕ' en c') van de cohesieve lagen 3, 3a en 4

In de EEM berekeningen met SS/SSC/HS wordt gebruik gemaakt van de sterkte parameters ϕ' en c' . Deze parameters moeten worden afgestemd (gefit) op de meest realistische waarde van de (ongedraineerde) sterkte. Aangenomen wordt dat de SHANSEP methodiek de beste benadering van de werkelijkheid is.

Gevolgde fit procedure is als volgt:

- Bepaal een verwachtingswaarde voor de SHANSEP lijnen door een gemiddelde fit op de testdata (zowel TRX CAU als DSS undr) per grondlaag
- Bepaal een onder- en bovengrenswaarde voor de SHANSEP lijnen door de omhullende te bepalen van alle testdata (zowel TRX CAU als DSS undr, zowel piek als eindrek) per grondlaag
- Bepaal de best fit van ϕ' en c' , a.d.h.v. Soiltest runs voor TRX CAU en DSS undr, op de verkregen SHANSEP lijnen

In bijlage B zijn de SHANSEP lijnen per grondlaag getoond.

Aanpak fit proces mbv Soiltest:

- Fitproces gestart met SS model, daarna checks voor SSC en HS om te zien of zelfde ongedraineerde sterktes worden verkregen.
- Fit proces is hier voor nu alleen uitgevoerd voor de nu meest urgent geachte lagen 3 (klei), 3a (slappe klei), 4 (veen), 6 (klei)
- Alle overige grond parameters (exclusief ϕ en c) worden gelijk genomen aan hetgeen bepaald in [ref.1] danwel conform hetgeen vermeld in deze memo;
- Soiltest runs voor zowel TRX CAU (25% rek) en DSS undr (40% rek)
- K0 in alle gevallen op 0.5 gekozen (wijziging van K0 lijkt een beperkt effect in resulterende su waarde te geven)
- Presenteren van bepaalde τ_{max} bij opgelegde verticale consolidatie spanning

- Iteratief bepalen van phi en c zodanig dat over een range van ca. 0 – 80 kPa verticale consolidatie spanning de gerealiseerde tau_max vs verticale consolidatie spanning zo goed mogelijk overeenkomt met de SHANSEP lijn.
- In bijlage B zijn enkele voorbeelden van de Soiltest runs getoond

Conclusies voor SHANSEP en SS model zijn getoond in onderstaande tabellen.

Laag	SHANSEP ondergrens			SHANSEP verwachting			SHANSEP bovengrens		
	S	OCR	m	S	OCR	m	S	OCR	m
3	0.37	1.2	0.91	0.39	2.4	0.91	0.50	3	0.91
3a	0.31	1.2	0.91	0.33	1.5	0.91	0.35	1.7	0.91
4	0.46	1.1	0.87	0.50	1,6	0.87	0.55	2	0.87

Noot

- Verwachtingswaarde S = 0.33 voor slappe kleilaag is in afwijking van het concept interpretatie rapport [ref.1]. De S waarde lijkt daar te hoog ingeschat.

Laag	SS ondergrens			SS verwachting			SS bovengrens		
	Phi'	c'		Phi'	c'		Phi'	c'	
3	25	4		28	4		40	9	
3a	22	1		25	1		n.b.		
4	38	3		45	3		45	8	

Noot:

- Boven en ondergrens van phi en c' zijn bepaald bij gelijk houden van de overige relevante grondparameters zoals gehanteerd bij bepaling verwachtingswaarden.

Opmerkingen:

- Test runs met SSC in Soiltest voor TRX en DSS geven zelfde piek waarden als bij SS, echter SSC model vertoont hierna een softening behaviour. Dit gedrag is vermoedelijk gerelateerd aan de kruiptak, onduidelijk of dit gedrag realistisch is en wat de invloed is in de berekening. Zie ook bijlage D. Aanbeveling is om SS te gebruiken voor kortdurende belastingen.
- Test runs met HS geven bij dezelfde phi en c als bepaald voor SS ook vrijwel dezelfde ongedraineerde sterktes in SS
- De sterkte lijkt niet bijzonder gevoelig voor aanpassingen in stijfheden
- Bij gebruik van Undrained A met phi' en c' dient in alle gevallen een check te worden gemaakt in Plaxis output op de gemobiliseerde sterkte adhv SHANSEP krommes
- Een groot aantal klei samples (laag 3) vertoont dilatant gedrag. Dit is niet eenduidig te fitten met de Plaxis materiaal modellen, dit zou invoer van een dilatantie hoek vergen, hetgeen de ongedraineerde berekeningen complexer maakt (extra check benodigd op gemobiliseerde schuifrekken en sterktes). Er is hier voor gekozen te fitten op ongedraineerde sterkte mbv alleen phi en c.

Mohr coulomb sterkte parameters (phi' en c') van de cohesieve laag 6

Op basis van de bepaalde SHANSEP parameters en de mate van overconsolidatie volgen in situ Su waarden van ca. 70 kPa. Conusweerstand in deze laag zijn in de orde van 1 a 2 MPa en ondersteunen hiermee deze hoge schuifsterkten (obv Nkt = 20). Om de verwachtingswaarde van de SHANSEP sterkte lijn te fitten volgt c' = 30 kPa en phi = 25 gr. Hierbij zijn de overige parameters gelijk gehouden aan hetgeen vermeld in de parameter tabel

in bijlage A. Van deze laag wordt geen grote invloed verwacht op resultaat. Mocht dit anders blijken dan dient ook hier nog een boven en ondergrens waarde te worden bepaald.

Noot: opmerkelijk voor deze laag blijft het relatief lage volumiek gewicht volgend uit [ref.1]

Stijfheden HS model voor cohesieve lagen 3 en 4

Bij HS model blijkt het niet mogelijk voor de kleilaag (laag 3) om én de OED stijfheid te fitten én de TRX en de DSS stijfheid. Het model stelt beperkingen aan de maximale verhouding tussen de invoer stijfheden. Vooral de TRX stijfheid lijkt stukken hoger dan de andere twee stijfheden.

Voor kleilaag volgt uit lab:

Orde Eoed_ref = 650 kPa (schatting obv Eoed_ref = p_ref / labda*)

Orde E50_ref = 10000 kPa (zelfde orde als Eu50_ref)

Orde G50_ref = 500 kPa

Voor nu is gefit op een soort overall gemiddelde. Mbv Soiltest is gevarieerd. Gekozen waarden uiteindelijk zijn:

- E50_ref = 4000 kPa
- Eoed_ref = 1000 kPa (zo laag als mogelijk voor deze situatie)
- Eur_ref = 20000 kPa (geschat op 5* E50_ref)
- K0nc moet minimaal gelijk aan 0.37 worden gekozen in dit geval

Mbv een gevoeligheidsanalyse dient onderzocht te worden of deze stijfheden van grote invloed zijn.

Voor de veenlaag is ook een grofstoffelijke fit gemaakt mbv Soiltest op G50_ref. Het lukt hier redelijk om zowel de OED stijfheid als de DSS stijfheid te fitten. Er is echter geen TRX data beschikbaar, naar verwachting zou deze hier ook slechter te fitten zijn. In de uiteindelijke keus is een soort overall gemiddelde geschat ala de klei laag. Mbv een gevoeligheidsanalyse dient onderzocht te worden of deze stijfheden van grote invloed zijn.

Voor veenlaag volgt uit lab:

Orde Eoed_ref = 300 kPa (schatting obv Eoed_ref = p_ref / labda*)

Orde G50_ref = 300 kPa

Gekozen waarden uiteindelijk zijn:

- E50_ref = 2000 kPa
- Eoed_ref = 500 kPa (zo laag als mogelijk voor deze situatie)
- Eur_ref = 10000 kPa (geschat op 5* E50_ref)

Noot:

- let op de Eu50 waarden in het lab zijn bepaald obv de secant waarde door startpunt op q as (niet nul ivm anisotroop geconsolideerd) en 50% waarde van (qmax – q start).
- let op in Soiltest wordt de secant waarde altijd getoond met een snijlijn door de nul

Stijfheden SS model voor cohesieve lagen 3 en 4

Er wordt een aanvullende check gemaakt op de gerapporteerde Eu50_ref en G50_ref bij het SS model mbv Soiltest.

Het SS model gedraagt zich in afschuifcondities vrijwel gelijk aan het elasto-perfect plastische MC model, hetgeen een relatief stijf gedrag geeft. Hiermee kan de werkelijke stijfheid echter redelijk goed worden benaderd.

De gevonden secant waarde in een TRX CAU test (8500 kPa) is in dezelfde orde als de gerapporteerde Eu50_ref waarde voor de kleilaag (10000 kPa). In Soiltest is uitgegaan van $K_0=0.5$ en $\sigma'_3 = 100$ kPa.

De secant waarde in een DSS undr test (1500 kPa) is hoger als de gerapporteerde G50_ref waarde voor de veenlaag (300 kPa). In Soiltest is uitgegaan van $K_0=0.5$ en $\sigma'_{yy} = 200$ kPa.

Inschatting relatieve dichtheid tussenzandlaag 5

Voor de bepaling van de Relatieve Dichtheid (RD) van de losgepakte zandlaag zijn de volgende uitgangspunten gesteld:

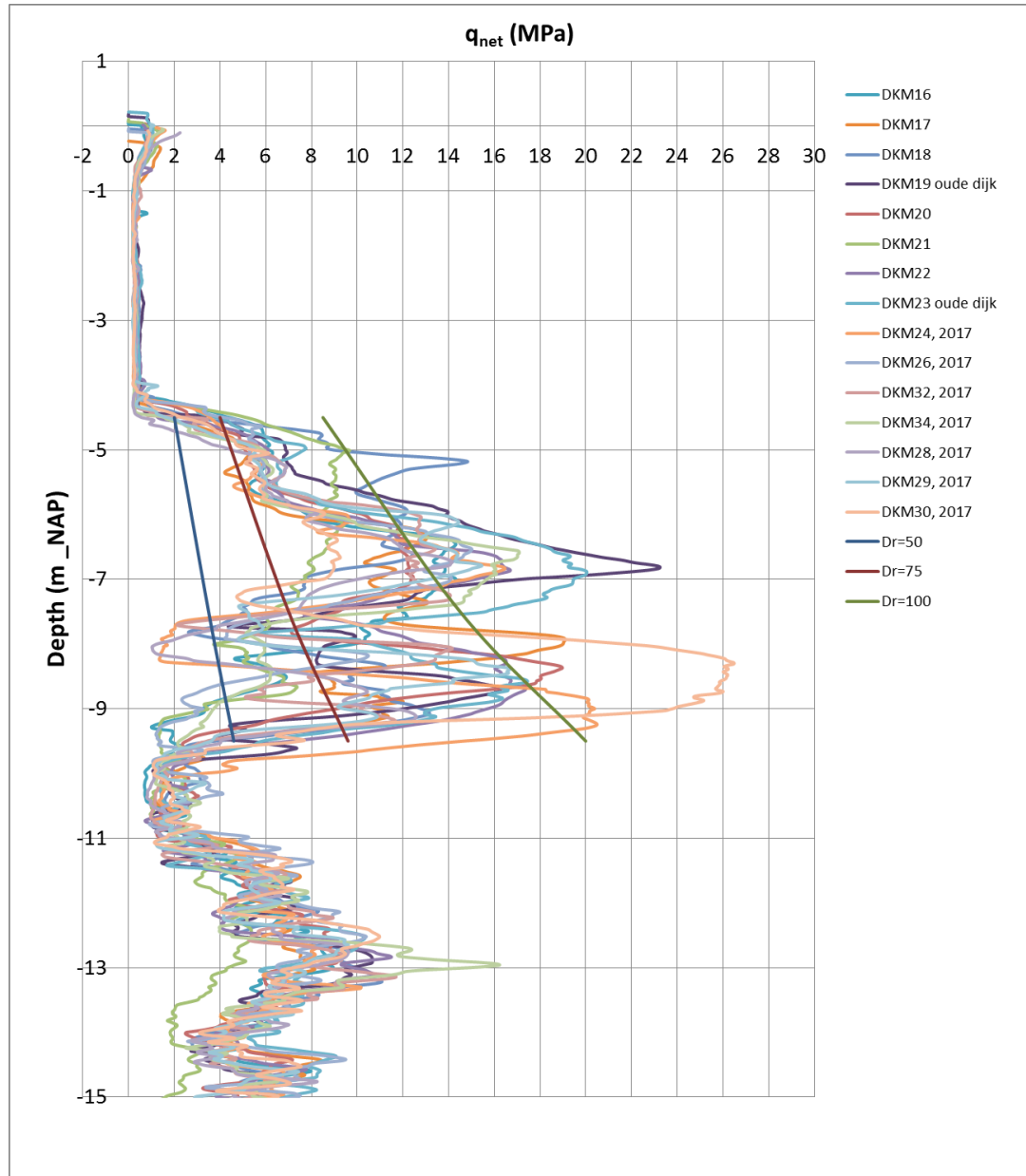
- Bepaling van de RD conform Lunne & Christoffersen 1983 (geldig voor NC medium quartz zand)

$$D_r = \frac{1}{2.91} \ln \frac{q_c}{61\sigma'_v{}^{0.71}} 100 \%$$

q_c and σ'_v in kN/m^2

- Effectieve verticale spanningen vanuit interpretatie rapport in de range van 15 kPa (bk laag) tot 55 kPa (ok laag).

In onderstaand figuur zijn de relevante sonderingen tpv de FSP geplot samen met de lijnen behorend bij $D_r = 50, 75$ en 100% .



Op basis van L&C lijkt de relatieve dichtheid voor laag 5 in de orde van 75 tot 100% relatieve dichtheid, er is echter ruime variatie. Op basis van het grondonderzoek [ref.1] volgt dan:

Dr	E'50_ref [MPa]	m	Phi_piek [gr]	Phi_critical [gr]	Psi [gr]
75	30	0.5	36	31	12
100	40	0.5	39	31	25

De power m is hier in afwijking van de gerapporteerde waarden in [ref.1] gesteld op 0.5.

Bijlage A. Parameterset EEM berekeningen

		strength										stiffness SSC									
Opmerking	beschrijving	materiaal model	drainage type	bk laag	gamma _{sat}	gamma _{unsat}	phi	c'	psi	su _{ini}	S	m	a	b	c	k*	l*	m*	CR	RR	Ca
				[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[gr]	[kPa]	[gr]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
	Ophoogzand	HS	drained		17	19	35	1	0												
	1. toplaag	MC	drained	0	14.5	14.5	30	5	0												
	2. klei, onverzadigd	MC	drained																		
	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	28	4	0	11	0.39	0.91	0.014	0.155	0.011	0.028	0.155	0.011			
tpv groen teen	3a. Slappe klei (tpv teen groene)	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	25	1	0	6.5	0.33	0.91									
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-2.1	10	10	45	3	0	11	0.5	0.87	0.045	0.332	0.035	0.09	0.332	0.035			
	5. zand	HS	drained	-4.2	18	20	36	1	12												
	6. klei, leem, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-9.5	12.5	12.5	25	30	0	70	0.37	0.91	0.014	0.185	0.011	0.028	0.185	0.011			
	7. zand	HS	drained	-11																	
	8. klei			-17																	
tpv groen kruin	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained							117	0.39										
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained							20	0.5										
		Overconsolidatie										permeability									
Opmerking	beschrijving	materiaal model	drainage type	bk laag	gamma _{sat}	gamma _{unsat}	s'vi	p'g	POP	OCR	K0nc	nu _{ur}	eo	ke0	ke0	ke0	ck	ck/(1+e0)			
				[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[m/dag]	[-]	[-]	[-]			
	Ophoogzand	HS	drained		17	19			20				0.2								
	1. toplaag	MC	drained	0	14.5	14.5							0.3								
	2. klei, onverzadigd	MC	drained																		
	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	12	29	17	2.4	0.3	0.2	3	1.50E-08	1.30E-04	0.6	0.15				
tpv groen teen	3a. Slappe klei (tpv teen groene)	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	12	22	10												
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-2.1	10	10	14	23	9	1.6	0.2	0.1	10	5.80E-08	5.01E-04	2.4	0.22				
	5. zand	HS	drained	-4.2	18	20															
	6. klei, leem, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-9.5	12.5	12.5	72	211	139	2.9	0.4	0.2	3								
	7. zand	HS	drained	-11																	
	8. klei			-17																	
tpv groen kruin	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained				13	38	25	2.9											
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained				15	42	27	2.8											
		stiffness HS										Stiffness MC									
Opmerking	beschrijving	materiaal model	drainage type	bk laag	gamma _{sat}	gamma _{unsat}	m	Eu50_ref	G50_ref	E'50_ref	Hoed_ref	Eur_ref	E'								
				[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]								
	Ophoogzand	HS	drained		17	19	0.3				30000	30000	90000								
	1. toplaag	MC	drained	0	14.5	14.5							10000								
	2. klei, onverzadigd	MC	drained																		
	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	0.93	10500			4000	1000	20000								
tpv groen teen	3a. Slappe klei (tpv teen groene)	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5															
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-2.1	10	10	1.00		600.00	2000	500	10000									
	5. zand	HS	drained	-4.2	18	20				30000	30000	90000									
	6. klei, leem, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-9.5	12.5	12.5															
	7. zand	HS	drained	-11																	
	8. klei			-17																	
tpv groen kruin	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained																		
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained																		

opmerkingen

laag 1 en 2 worden gecombineerd in EEM analyse, parameters conform laag 1, gemiddeld met MC model (lvm onverzadigd gedrag)

parameters a,b,c zijn obv natuurlijke rekken, bij omrekening naar lambda*, kappa* en mu* hanteren van vuistregel Plaxis manual, bij toepassing van UM in Plaxis geen rek correctie benodigd

laag 8 ligt zo diep dat deze als niet relevant meer wordt beschouwd, geen parameters gegeven

laag 3, 3a, 4, 6: phi en c zijn zo bepaald dat de SHANSEP lijnen voor deze lagen zo goed mogelijk worden benaderd met SS model

alle abc waarden bepaald op basis van gemiddelden uit dataset

POP en OCR waarden geschat obv in situ stress en gerapporteerde p'g voor isotachen methode

Noot: zorg dat in de slappe lagen een bepaalde minimale trek wordt toegestaan (zeg minimaal 5 kPa). Dit voorkomt te hoge su waarden bij lage spanningen

geen arcering overgenomen uit interpretatie rapport [2]

geen waarde niet relevant, danwel Plaxis default hanteren

waarde bepaald uit aparte interpretatie slag [3], gebaseerd op SS model, waarde lijkt ook acceptabel voor HS model

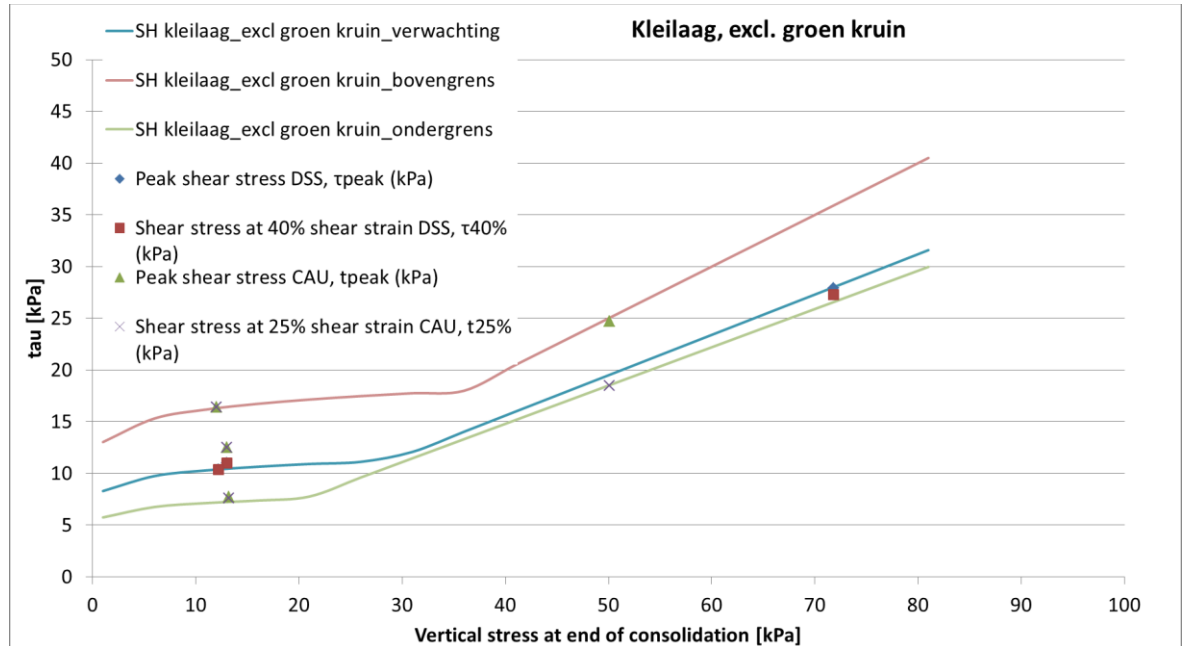
waarde bepaald adhv abc parameters obv formules Plaxis handleiding

Bepaald mbv grove fit mbv Soiltest TRX CAU op bekende Eu50_ref = 10 MPa, bij deze parameters moet wel K0nc = 0.37 worden gekozen, alleen gebruiken voor afschuifsituaties engineering judgement

gepreenteerde waarden behoren bij Rd = 75%, relatieve dichtheid is echter variabel in deze laag en kan ook 100% zijn, voor parameters zie grondinterpretatie rapport

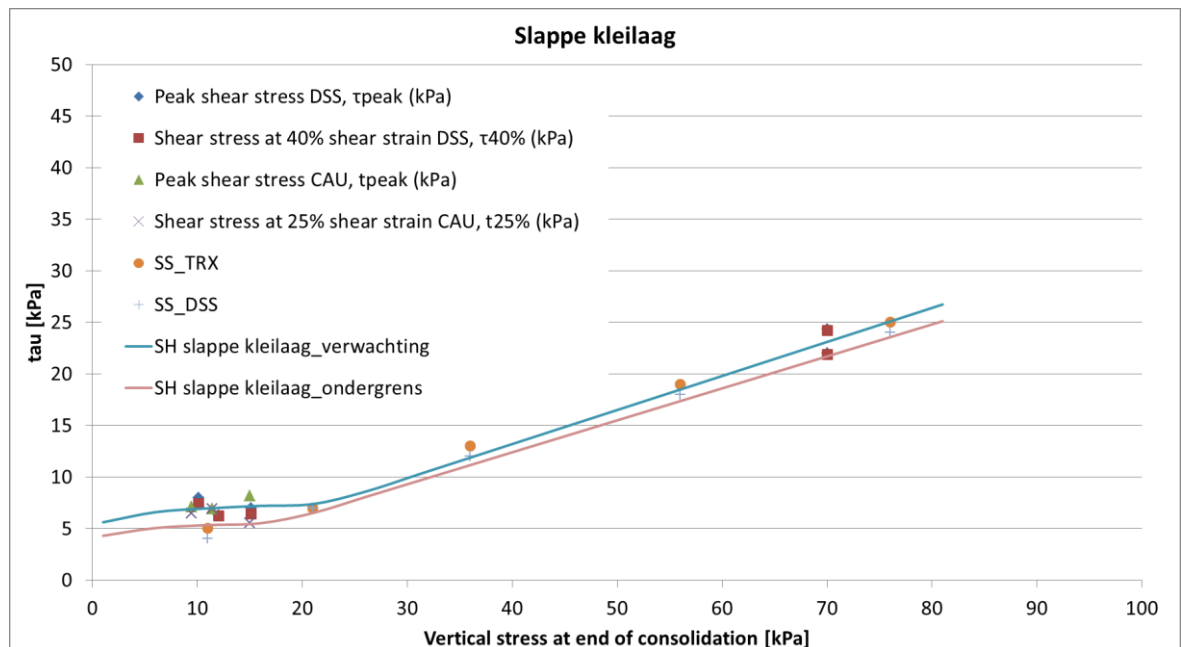
Bepaald mbv grofstoffelijke fit mbv Soiltest DSS undr op bekende G50_ref = 0.6 MPa, deze set alleen gebruiken voor afschuifsituaties berekend

Bijlage B. SHANSEP lijnen



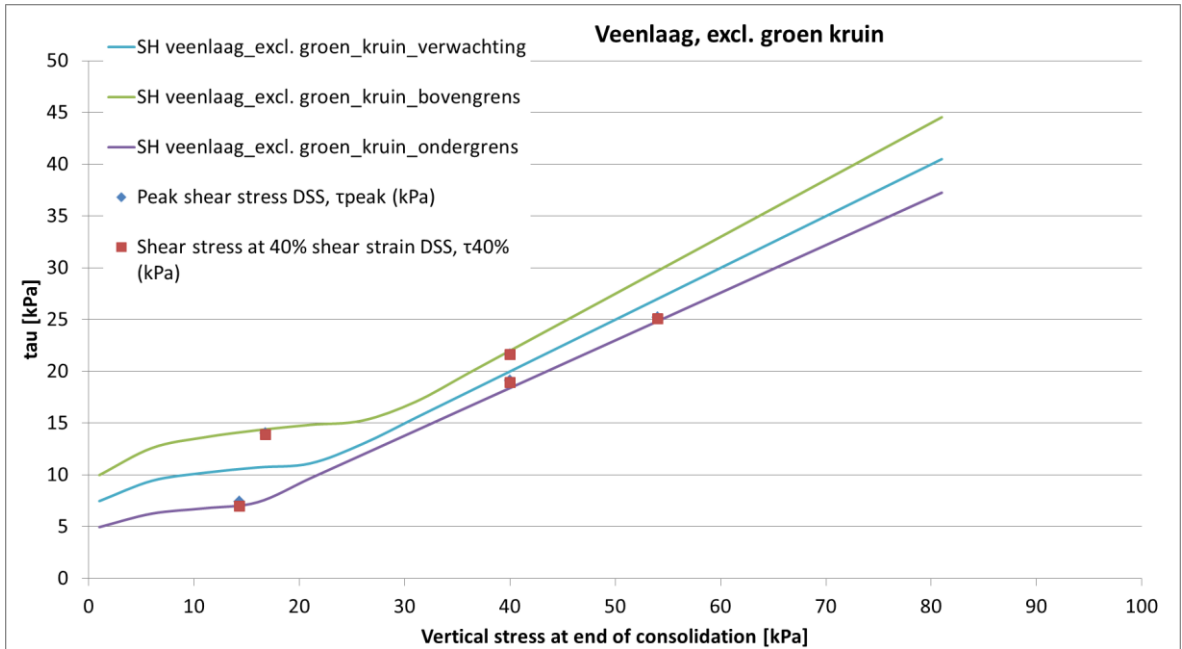
SHANSEP lijn voor laag 3 (excl. groen kruin) icm test data

Let op: piek en eindrek waarden overlappen voor testdata in meeste gevallen



SHANSEP lijn voor laag 3a icm test data

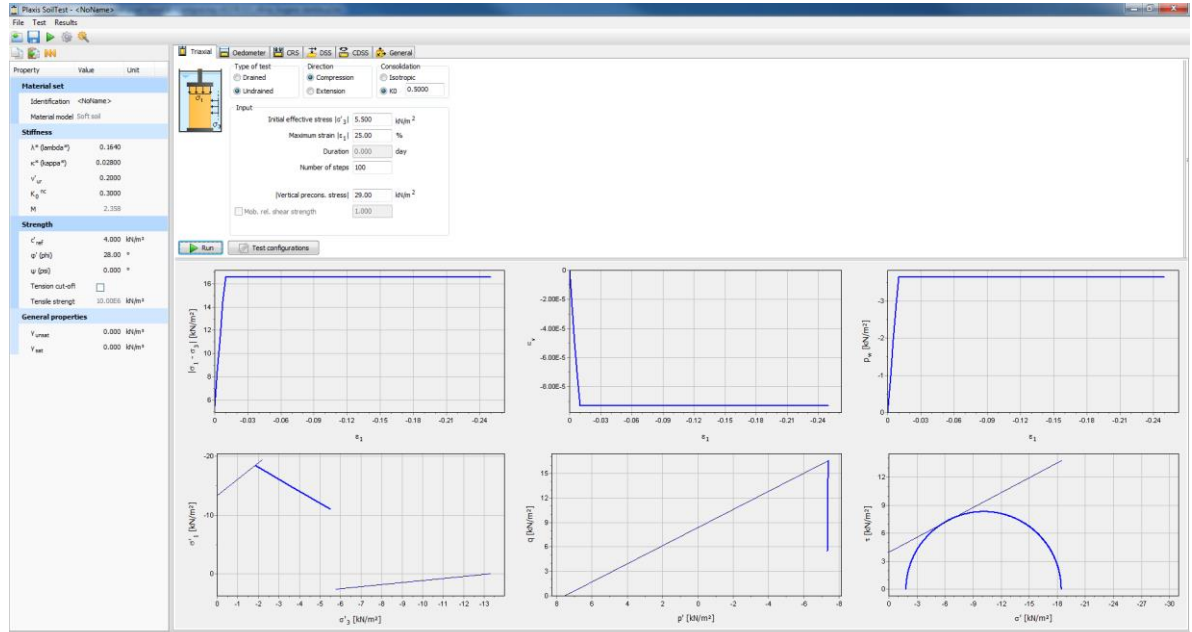
Let op: piek en eindrek waarden overlappen in meeste gevallen



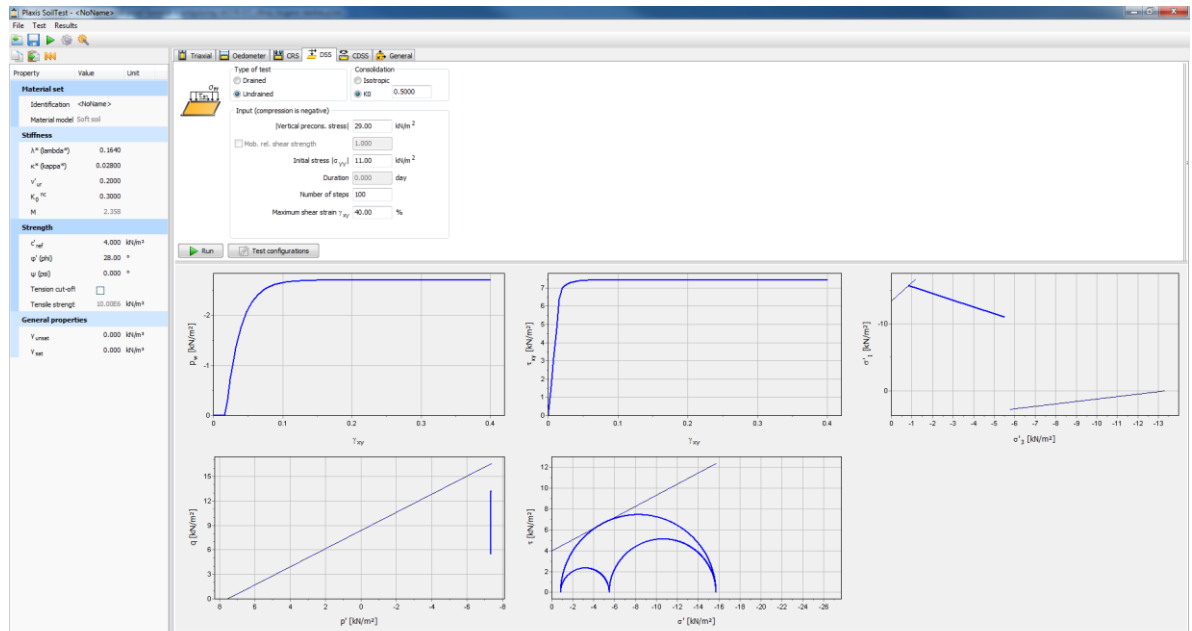
SHANSEP lijn voor laag 4 (excl. groen kruin) icm test data

Let op: piek en eindrek waarden overlappen in meeste gevallen

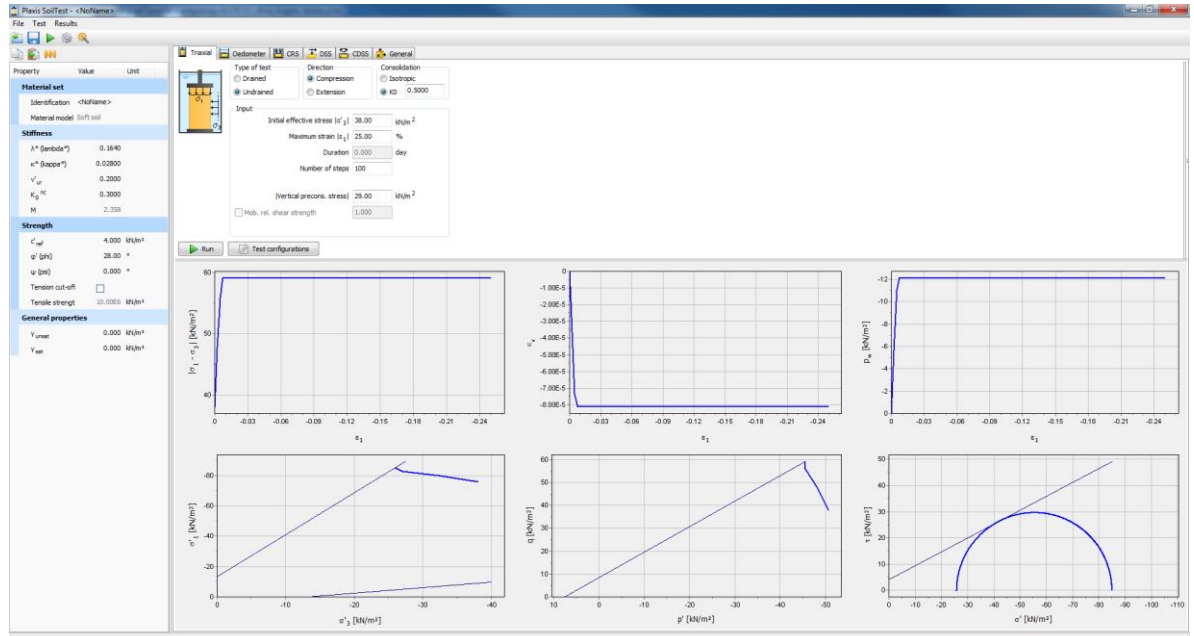
Bijlage C. Resultaten Soiltest fit (alleen voor kleilaag getoond)



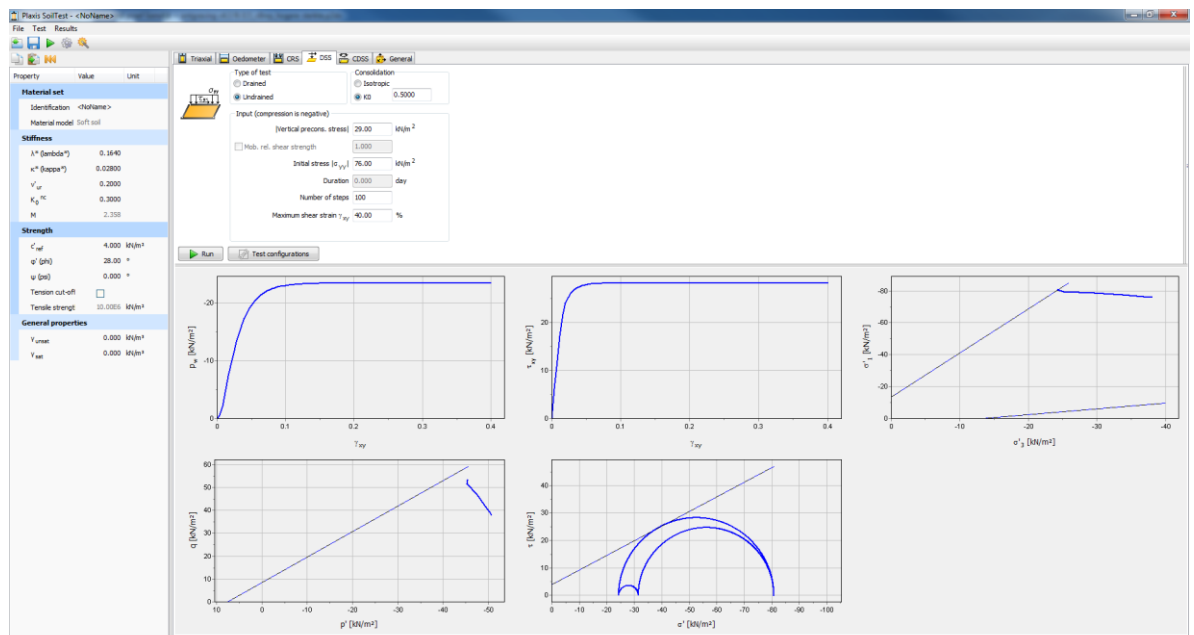
Kleilaag, resultaat TRX CAU bij $\sigma_v = 11$ kPa, $\tau_{max} = 8.5$ kPa



Kleilaag, resultaat DSS undr bij $\sigma_v = 11$ kPa, $\tau_{max} = 7.5$ kPa

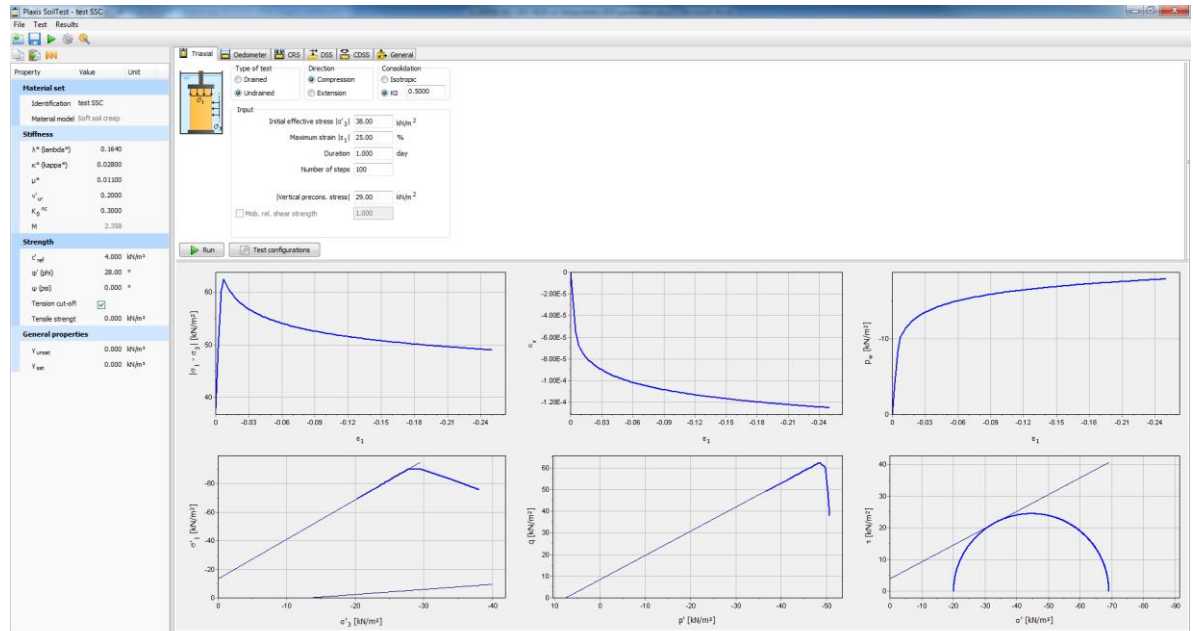


Kleilaag, resultaat TRX CAU bij $\sigma'_v = 76$ kPa, $\tau_{max} = 30$ kPa



Kleilaag, resultaat DSS undr bij $\sigma'_v = 78$ kPa, $\tau_{max} = 28.5$ kPa

Bijlage D. SSC model



Voorbeeld van softening met SSC model bij TRX CAU



11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

C Predicties stabiliteit proefdijken

C.1 Memo aangepaste ophoogfasering

Memo

Aan
POV Macrostablieiteit

Datum	Kenmerk	Aantal pagina's
19 september 2017	11200956-012-GEO-0001	7
Van	Doorkiesnummer	E-mail
Joost Breedevelt	+31(0)88335 7476	joost.breedevelt@deltares.nl

Onderwerp
Eemdijkproef - Voorstel voor aangepaste ophoogfasering FSP

1. Inleiding

Voor de aanleg van de full-scale proef is op basis van best estimate eigenschappen van de ondergrond een VO gemaakt, waarin met circa 8 ophoogslagen tot op het (naar verwachting) vereiste ophoogniveau van MV +5 m kon worden gekomen. Dit heeft de basis gevormd voor de uitvraag richting de aannemer en de door hem aan te houden ophoogfasering. Gedachte hierbij was om (in de geest van de observational method) op basis van de verzamelde monitoringsdata de fasering te optimaliseren, en het DO voor de full-scale proef op te stellen.

De huidige stand van zaken (eind augustus 2017) is zo dat de VO-fasering niet kan worden gehaald zonder aanvullende maatregelen. In deze memo wordt een beperkt aantal scenario's voor een aangepaste ophoogfasering beschouwd. Het eerlijk met elkaar vergelijken van deze scenario's vereist een heldere aanpak voor het beoordelen of een volgende ophoogslag kan worden aangebracht. Deze (aangescherpte) aanpak wordt beschreven. Vervolgens worden de uitgangspunten bij de rekentechnische beschouwingen op een rij gezet, waarna de resultaten beknopt worden gepresenteerd. Er wordt afgesloten met een advies over het (technische) voorkeursscenario, inclusief een doorkijk naar wat dat betekent voor de projectplanning.

2. Aangescherpte aanpak

2.1 Mogelijke scenario's

De volgende scenario's voor de aangepaste ophoogfasering (ten opzichte van de VO-fasering van 1 m per 3 weken) zijn het meest voor de hand liggend:

1. Ophoogsnelheid vertragen;
2. Ophoogsnelheid minder vertragen door combinatie met preventieve steunberm (1 m) aanbrengen indien theoretisch nodig;
3. Ophoogsnelheid minder vertragen door combinatie met verlagen toelaatbare stabiliteit en intensievere monitoring¹, met eventueel als curatieve maatregel een steunberm (1 m) indien de monitoring daar aanleiding voor geeft;
4. Ophoogsnelheid minder vertragen door combinatie met preventieve steunberm (0,5 m) aanbrengen wanneer theoretisch nodig combinatie met verlagen toelaatbare stabiliteit en intensievere monitoring¹, met eventueel als curatieve maatregel een verhoging van de steunberm (0,5 m) indien monitoring daar aanleiding voor geeft.

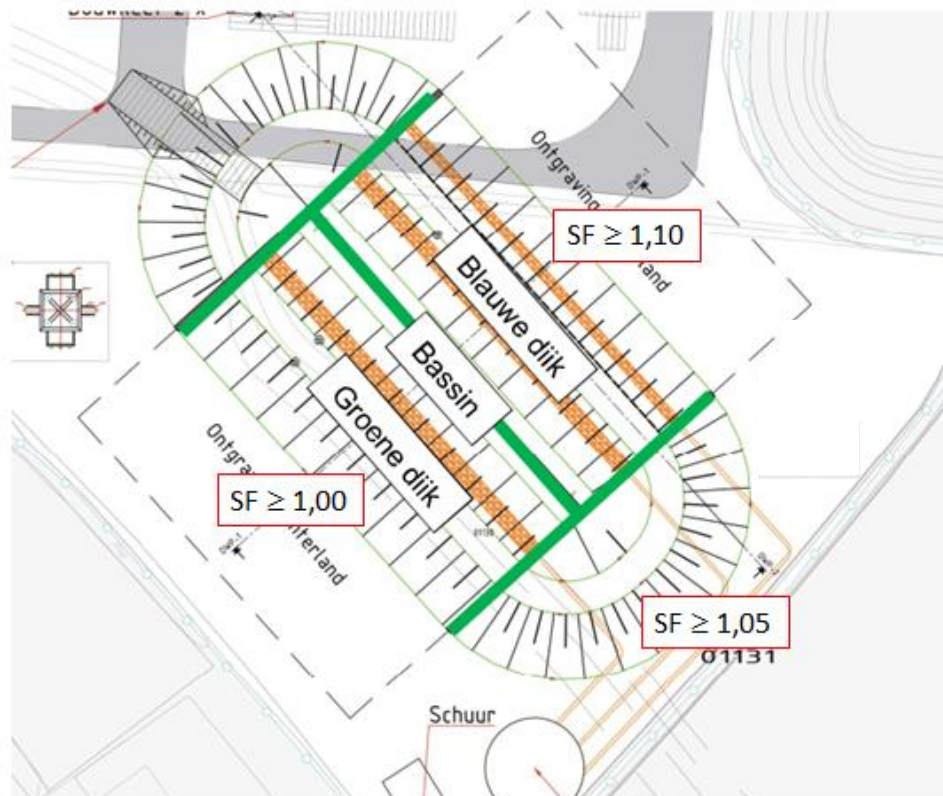
In feite is scenario 4 een tussenvorm van scenario 2 en scenario 3.

¹ zoals SAAFs (horizontale verplaatsing) en periodieke drone-vlucht (potentieel bruikbare methode voor in kaart brengen verplaatsing)

2.2 Aangescherpte aanpak bij beoordeling

Wat wordt nu de aangescherpte aanpak die we hanteren bij het vrijgeven van ophoogslagen?

- We blijven in de theoretische beschouwingen onderscheid maken tussen drie doorsneden: ter plaatse van de kopse kant aan de zuidzijde, ter plaatse van de blauwe dijk (noordzijde) en ter plaatse van de groene dijk waar plaatselijk een slechte kleilaag is gevonden (zuidzijde).
- Door te sturen op een stabiliteitsfactor (SF) $\geq 1,1$ wordt de kans op afschuiven van de blauwe dijk gering verondersteld, waardoor het risico voor de damwandproef klein wordt geacht.
- De kopse kant telkens 1 slag voor laten lopen, zodat SF $> 1,05$. De kopterp geldt dan als 'testlocatie' voor de stabiliteit van de blauwe dijk (SF $> 1,1$). Indien bezwijken van de kopterp optreedt, dan beïnvloedt dit de proef niet. Dit suggereert dat de blauwe dijk bij een gelijke mate van ophogen mogelijk instabiel kan worden, waarbij dan curatief een steunberm dient te worden aangebracht. Bezwijken van de kopterp kan (qua ruimtegebruik) opgelost worden door taludverflauwing.
- De stabiliteit van de groene dijk wordt geacht lager te zijn dan de blauwe dijk (SF $> 1,0$). Door hieraan een lagere eis te stellen, kan de ophoging wel gelijkmatig doorgaan.
 - Om het (extra) risico te beheersen, wordt voorgesteld om de SAAF's al in de teen te plaatsen (dit moet toch gebeuren na de aanleg):
 - Als we met de SAAF's een afschuiving aan zien komen, dan kan deze worden voorkomen met een curatieve steunberm.
 - Indien het aanbrengen van een curatieve steunberm onverhoopt te laat plaatsvindt, dan zijn in ieder geval metingen beschikbaar van de afschuiving.



- Een preventieve steunberm wordt technische gezien in principe niet wenselijk geacht, omdat het de spanningssituatie (en daarmee de sterkte) van de ondergrond beïnvloedt en het daarmee latere analyses moeilijker maakt. Desondanks wordt een steunberm van beperkte omvang (waarmee in de ondergrond onder de grensspanning wordt gebleven) als een acceptabeel maatregel gezien.
- Aanvullende maatregel: pomp installeren op infiltratievoorziening ten behoeve van versnelde consolidatie door snellere afstroming grondwater in zandkernen.

3. Analyses

3.1 Uitgangspunten

De volgende uitgangspunten zijn bij de analyses aangehouden:

- Niet meer dan 0,5 m verschil in ophogen tussen kopse kant en blauwe+groene dijk;
- Blauwe en groene dijk gelijkmatig (i.e. in hetzelfde tempo) ophogen;
- Bodem bassin wordt vanaf deze slag niet mee opgehoogd, effect niet meenemen;
- Bij huidige scenario's is de personele veiligheid tijdens de uitvoering meegenomen in de vrijgave van de ophoofasering;
- Grond lijkt minder sterk dan voorzien, dus mogelijk is een lagere dijk dan NAP+5 m voldoende voor bezwijkproef (dient nog te worden gekwantificeerd met EEM-analyses).
- Overall zetting is minder dan voorzien, dus is een minder grote bruto ophoging (geen 7 m, maar 6,5 m) nodig. Voor nu is uitgegaan van minimaal 0,5 m minder ophoging.
- Sigma tau curves als Shansep lijn, deze volgen de proefresultaten.

klei		klei, slap		veen	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
0	8	0	6	0	12
26	10	22	7	26	15
80	31	80	26	80	39

- Verkeersbelasting 5 kPa over 2,5 m op rand zand (circa 2 m van de rand klei)
- Bishop glijcirkel

3.2 Resultaten

In onderstaande grafieken zijn de resultaten van de stabiliteitsanalyses weergegeven:

Scenario 1 (blauwe lijn)

Sturen op stabiliteit blauw SF > 1,1.

Stabiliteit groen is hierbij ca. SF > 1,0

Ophoogsnelheid 0,5 m/6 wk na aanbrengen 3,5 m zand (**einddatum ca. 24 april 2018**)

Scenario 2 (groene lijn)

Sturen op stabiliteit blauw SF > 1,1

Stabiliteit groen SF > 1,0

Preventieve steunberm 1 m

Ophoogsnelheid 0,5 m/3 wk

1 a 2 slagen versnellen: 12 weken sneller (**einddatum ca. 16 januari 2018**)

Scenario 3 (rode lijn)

Sturen op stabiliteit blauw SF > 1,05.

Stabiliteit groen is hierbij ca. SF > 0,95

Ophoogsnelheid 0,5 m/4 wk na aanbrengen 4 m zand (einddatum ca. 20 maart 2018)

Scenario 4 (paarse lijn)

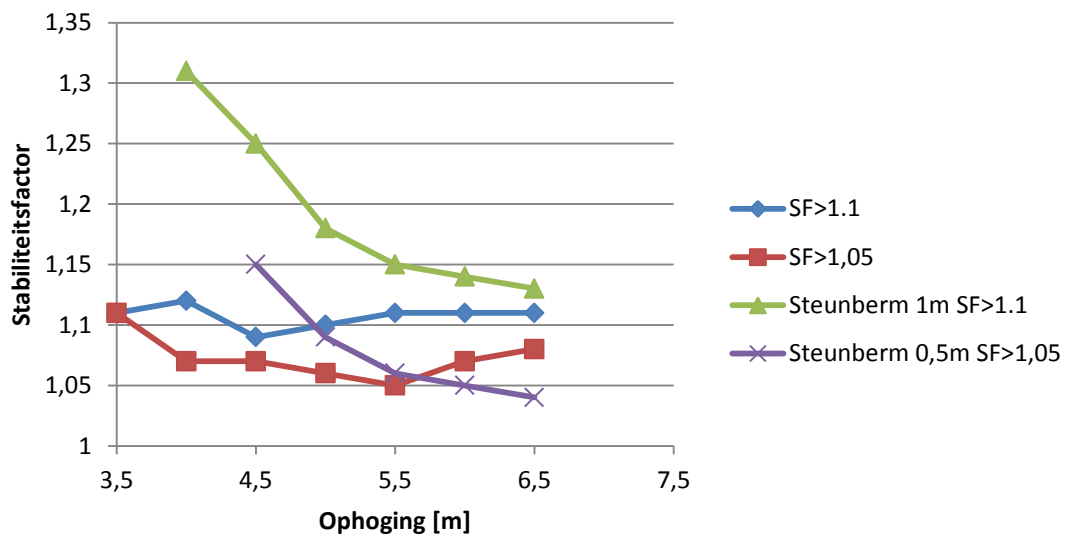
Sturen op stabiliteit blauw SF > 1,05

Stabiliteit groen SF > 0,95

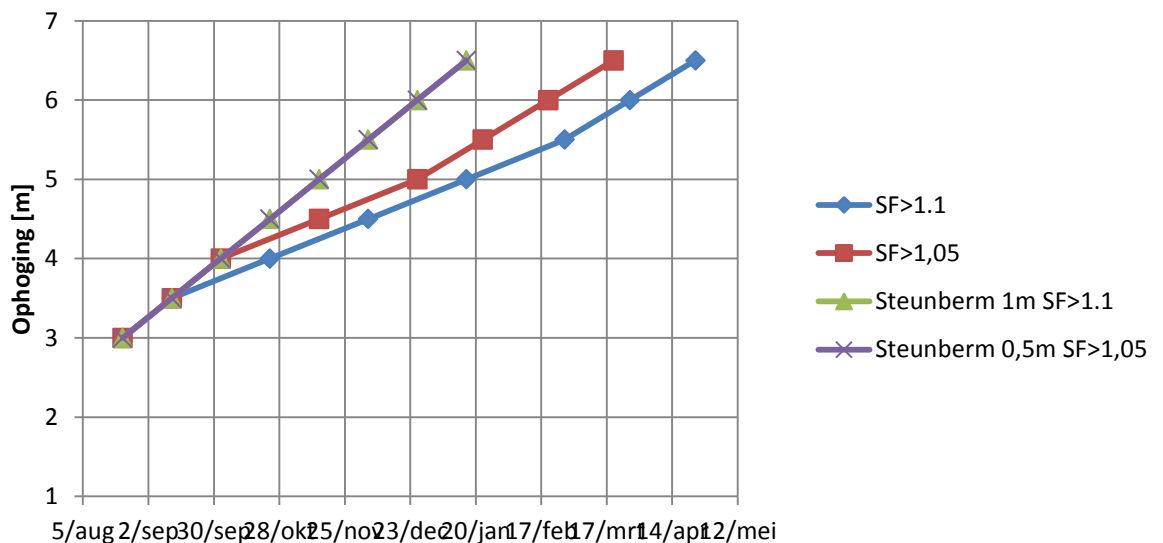
Preventieve steunberm 0,5m

Ophoogsnelheid 0,5 m/3 wk

1 a 2 slagen versnellen: 12 weken sneller (einddatum ca. 16 januari 2018)



*Stabiliteit berekening zijn uitgevoerd tot 6 m ophoging, voor de 6,5 m ophoging is de stabiliteitsfactor geëxtrapoleerd.



4. Advies

4.1 Aanpassing van ophoofasering

Op basis van de bovenstaande analyseresultaten wordt het volgende advies gegeven:

- Pomp aanbrengen op infiltratievoorzieningen zandkernen om de consolidatie te versnellen².
- Intensivering van de monitoring doorvoeren: zo snel mogelijk SAAF's in de hellingmeetbuizen hangen (*onderzoeken of periodieke drone vluchten eventueel als beheersmaatregel kunnen worden ingezet, hiervoor worden geen kosten in rekening gebracht en dient als extra informatie te worden gezien, vanuit een ander project worden zowel de dronevluchten als de analysekosten gedragen*)
- Nog twee slagen van 0,5 m/3 wk aanbrengen
- Hierna preventief een steunberm van 0,5 m opbrengen (scenario 2)
- Mogelijk bij onvoldoende consolidatie (scenario 4) steunberm ophogen met nog 0,5 m.

Er wordt op dit moment geadviseerd om nog geen EEM-analyses uit te voeren om te kijken bij welke eindhoogte van de ophoging de FSP op de blauwe dijk wel haalbaar is. We hebben nog niet alle gronddata gereed (eind september), wat zou betekenen dat we dan rekenintensieve inspanningen met tussentijdse resultaten moeten leveren. Dit wordt niet efficiënt geacht. In het kader van het DO gaan we dit wel doen, maar dan met de definitieve parameters. Daaruit kan mogelijk volgen dat de dijk 0,5 m lager kan, echter is de verwachting dat dit niet meer dan 0,5 m zal zijn.

4.2 Implicaties voor projectplanning

Momenteel ligt op de kopszijde 3,5 m zand en op de testdijken zelf 3,0 m zand. Deze week (start 21 september) gaan we naar 4,0 respectievelijk 3,5 m ophoging. Onder de blauwe dijk is nu circa 0,65 cm zetting en onder de groene circa 0,25 cm (is onder de kruin, talud zit op ca 0,45 cm zetting). We gaan nog steeds uit van een netto ophoging van MV+ 5,0 m en verwachten een eindzetting van circa 1,5 m zodat we 6,5 m bruto moeten ophogen. Op basis hiervan is de verwachting dat met de aangepaste ophoofasering we uiterlijk eind januari 2018 (met de slag van deze week mee, nog 7 slagen dus nog 18 weken) gereed zullen zijn voor de opbouw van de full-scale damwandproef.

Nadrukkelijk wordt opgemerkt dat dit de uiterste datum is en onafhankelijke van de consolidatie. Wanneer deze namelijk nog steeds onvoldoende blijkt bij de navolgende slagen, wordt er een tijdelijke berm aangebracht van 0,5 m hoog. Wanneer ook dit niet voldoende blijkt kan in het uiterste geval een berm van 1,0 m hoog worden aangebracht. Opgemerkt wordt dat de berm van 0,5 m hoog nagenoeg geen invloed zal hebben op de sterkte ontwikkeling omdat de belasting veroorzaakt door de berm niet boven de zogenaamde grensspanning van de ondergrond komt en daarmee de sterkte niet significant verhoogd. Dit laatste is belangrijk voor de latere analyses van de proeven.

Welke aangepaste planning van alle projectwerkzaamheden wordt daarmee voorzien?

² Zonder maatregelen blijft de grondwaterstand in het zandlichaam ruim boven het oorspronkelijk maaiveldniveau en de daarboven aangelegde infiltratievoorziening liggen. Het onttrekken van dit grondwater via de infiltratievoorzieningen leidt in de cohesieve ondergrond tot een afname van de wateroverspanning (dus een toename van de sterkte) en aan de bovenzijde een verkorting van de afstand die het uitgeperste grondwater moet afleggen (dus een versnelde consolidatie).

Naast de consolidatie problemen is er ook meer besteltijd nodig voor de constructieve monitoring. Alhoewel dit op een strak tijdschema loopt zit ook hier een doorlooptijd aan vast die van invloed is op de planning. Rekening houdende met de bandbreedte van de levertijd van monitoringsinstrumenten en de Kerstvakantie wordt dan voor de FSP respectievelijk de POT de onderstaande planning voorzien:

	start	Einde	opmerkingen
aanleg FSP [#]	week 24 (2017)	uiterlijk week 3 (2018) <i>oorspronkelijk week 41 (2017)</i>	tempo 0,5 m/3wkn
opbouw FSP	uiterlijk week 4 (2018) <i>oorspronkelijk week 42 (2017)</i>	uiterlijk week 7 (2018) <i>oorspronkelijk week 46 (2017)</i>	duur ~4 weken
proef FSP	uiterlijk week 8 (2018) <i>oorspronkelijk week 46 (2017)</i>	uiterlijk week 11 (2018) <i>oorspronkelijk week 50 (2017)</i>	duur ~4 weken
herstel FSP	uiterlijk week 12 (2018) <i>oorspronkelijk week 49 (2017)</i>	uiterlijk week 19 (2018) <i>oorspronkelijk week 6 (2018)</i>	duur ~8 weken
analyse FSP	uiterlijk week 12 (2018) <i>oorspronkelijk week 49 (2017)</i>	uiterlijk week 23 (2018) <i>oorspronkelijk week 11 (2018)</i>	start na proef, duur ~12 weken

[#] Kerstvakantie in week 52 (2017) en week 1 (2018)

	start	einde	opmerkingen
opbouw POT [#]	op vroegst week 46 (2017) <i>uiterlijk week 51 (2017)</i> <i>oorspronkelijk week 37 (2017)</i>	op vroegst week 49 (2017) <i>uiterlijk week 4 (2018)</i> <i>oorspronkelijk week 40 (2017)</i>	duur ~4 weken
proef POT [#]	op vroegst week 50 (2017) <i>uiterlijk week 5 (2017)</i> <i>oorspronkelijk week 41 (2017)</i>	op vroegst week 3 (2018) <i>uiterlijk week 8 (2018)</i> <i>oorspronkelijk week 44 (2017)</i>	4 configuraties, duur 1 wk/proef
herstel POT	op vroegst week 4 (2017) <i>uiterlijk week 9 (2017)</i> <i>oorspronkelijk week 45 (2017)</i>	op vroegst week 7 (2018) <i>uiterlijk week 12 (2018)</i> <i>oorspronkelijk week 48 (2017)</i>	duur ~4 weken
analyse POT	op vroegst week 4 (2017) <i>uiterlijk week 9 (2017)</i> <i>oorspronkelijk week 45 (2017)</i>	op vroegst week 15 (2018) <i>uiterlijk week 20 (2018)</i> <i>oorspronkelijk week 50 (2017)</i>	start na proef, duur ~12 weken

[#] Kerstvakantie in week 52 (2017) en week 1 (2018)

N.B. Ten opzichte van de oorspronkelijke planning is er bij de FSP proefuitvoering dus sprake van een vertraging van circa 2 maanden, overeenkomstig met de tijd die de 3 aanvullende ophoogslagen van 3 weken nodig hebben.



Datum
19 september 2017

Ons kenmerk
11200956-012-GEO-0001

Pagina
7/7

Tot slot;

Wij zijn ons er terdege van bewust dat vertraging leidt tot meer kosten. We doen er alles aan om vertraging te voorkomen. Anderzijds is het van groot belang dat we geen afschuivingen krijgen of anderzijds tijdens de ophoofphase omdat we dan en heel veel vertraging op gaan lopen of in het ergste geval de proef moeten cancelen.

Gegeven de parameters hogen we nu aan het scherpst van de snede op. Ter indicatie de stabiliteitsfactor van de groene dijk ligt aan het eind tussen de 0,95 en 1,00 met gemiddelde waardes voor de sterkte. De ervaring leert dat dit een acceptabele waarde is, maar puur theoretische geldt bij gemiddelde waarde dat de minimale stabiliteitsfactor 1,0 dient te zijn (anders een labiel evenwicht). Risicobeheersing zit in het plaatsen van de SAAF's, het volgen van de waterspanningen en het preventief ontwateren van de kern met drainage. Daarnaast laten we de koperven 0,5 m voorlopen in hoogte, wanneer hier wat mee gebeurt is het gevolg voor de proef niet groot en geeft ons wat extra zekerheid dat het geheel nog voldoende stabiel.

In het DO van de FSP zullen we op basis van de definitieve parameters de definitieve eindhoogte aangeven. Mogelijk nog 3 weken winnen (of de berm achterweg laten, wat onze voorkeur heeft).



11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

C.2 Resultaten stabiliteitsanalyses D-Geostability

DO groene dijk

Deze bijlage heeft in dit concept enkel tot doel om te laten zien dat er ook met D-Geo Stability analyses zijn gemaakt om nog meer gevoel te krijgen voor de waarde van de uitkomsten met PLAXIS. Er dient nog een nadere analyse te worden gemaakt van waarde voor het DO.

Sterkte

	Ondergrens	Bovengrens
Klei:	S=0.31	S=0.50
Veen:	S=0.46	S=0.55

Comment [MP1]: Ondergrens voor slappe kleilaag, nog check of di took zo in rest kleilaag is meegenomen

Ondergrens: consolidatie o.b.v. wateroverspanningen gemeten op dit moment

Bovengrens: consolidatie o.b.v. 10kPa extra afname wateroverspanning.

Comment [MP2]: Dit is conservatiever dan in Plaxis aanpak, hier is geen extra variatie op wsp gezet. Alle variatie in de sterkte parameters.

	Onder grens		Boven grens	
	Top	Bot	Top	Bot
klei groen	17.0	20.0	32.4	37.3
klei slap groen	20.0	20.7	37.3	38.4
veen groen	30.2	30.4	41.6	41.9
klei groen naast	7.7	7.8	12.4	12.6
klei slap groen naast	6.0	6.1	9.6	9.8
veen groen naast	8.3	8.3	9.9	10.0

Comment [MP3]: Besef dat grondlagen in twee stukken met constante Su zijn verdeeld. Sterke versimpeling.

Geometrie

Standaard

Talud 1:1.8

Kruin: NAP+5.3m

Stijghoogte zand: NAP-0.4m

Variatie

Kruin: NAP+5.5m

Belastingstap

	Standaard	Variatie
Stap 0:	Ontgraven	
Stap 1:	Waterstand in zandkern NAP+3	Waterstand in zandkern NAP+3.5
Stap 2:	Bovenbelasting 23kPa over 2.35m	

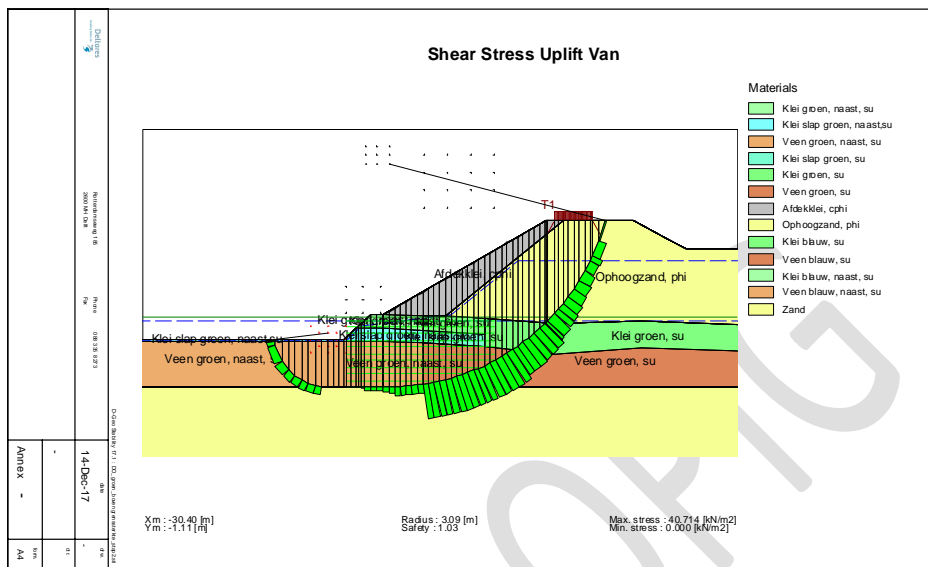
Comment [MP4]: Ik vind dit een relatief hoge SF. Bij aanvullend beschouwen van de som en rekening houdend met de wat conservatievere insteek hier gekozen denk ik dat deze waarde (bij aanpak ala Plaxis) richting der 0,9 gaat en daarmee dus in lijn komt met resultaten van Plaxis. Voor de bovengrens sterkte situatie verwachten we dat dijk nog juist tot bezwijken kan worden gebracht. Voor DStab zou bezwijken naar verwachting een orde SF=0,85 moeten geven.

Resultaten

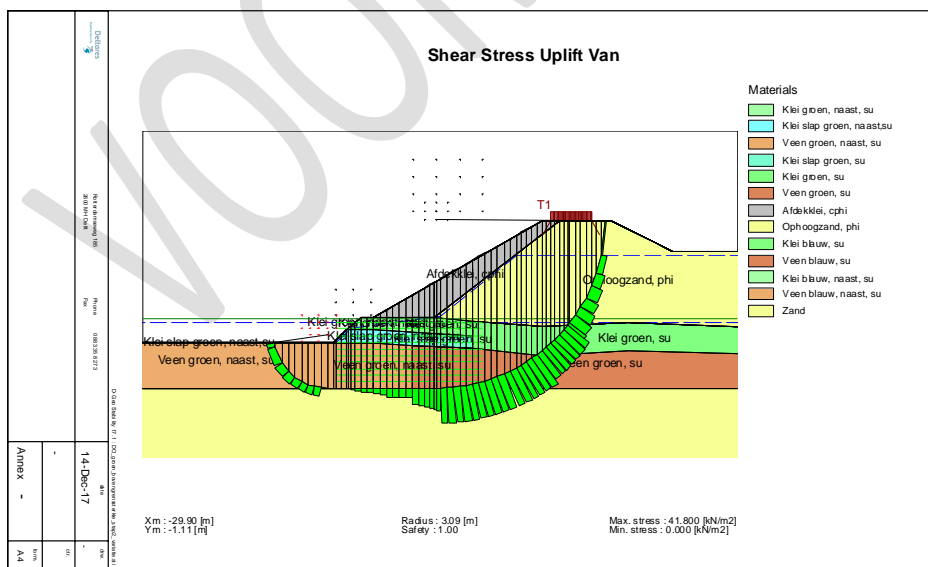
Casnr	Sterkte	Geometrie	Belasting	SF
1	Ondergrens sterkte	Standaard geometrie	Belastingstap 1	0.72 (o.k. klei)
2	Ondergrens sterkte	Standaard geometrie	Belastingstap 1+2	0.76 (o.k. veen)
3	Bovengrens sterkte	Standaard geometrie	Belastingstap 1+2	1.03 (o.k. veen)
4	Bovengrens sterkte	Variatie geometrie	Variatie belastingstap 1+2	1.00 (o.k. veen)

Comment [MP5]: Onderstaande plaatjes bevestigen dat er een ondiep danwel diep mechanisme kan ontstaan. Niet eenduidig te voorspellen wat er zal gebeuren.

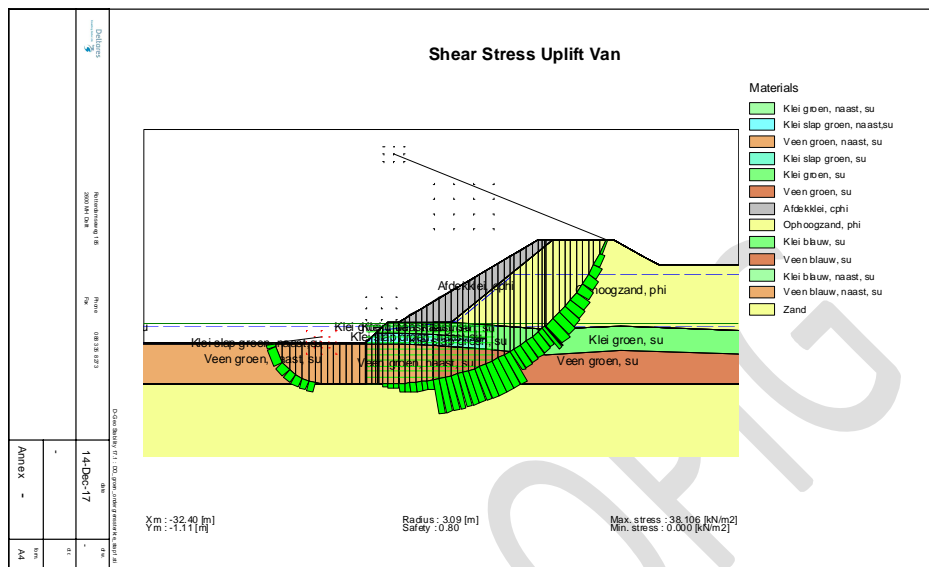
Case 1



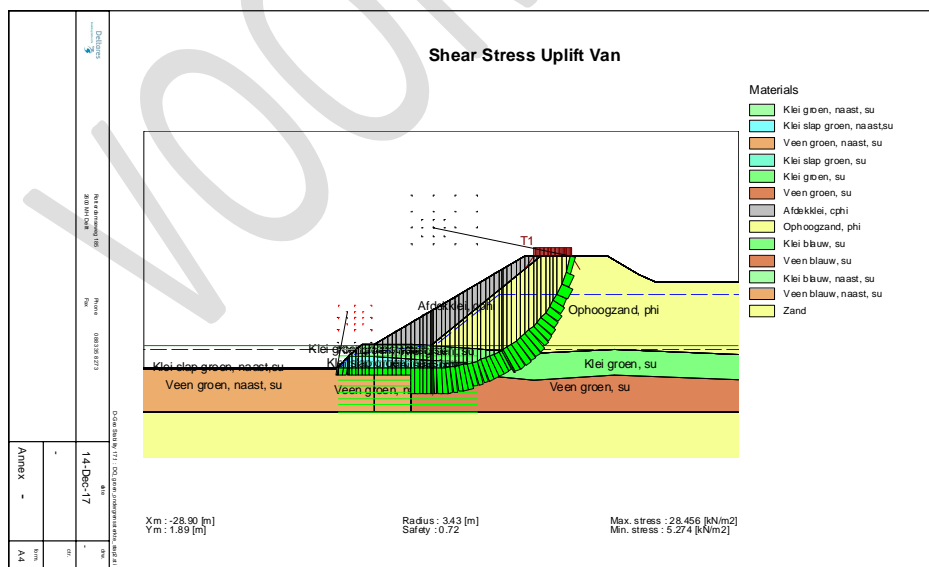
Case 2



Case 3



Case 4





11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

D Damwandanalyse

D.1 Memo aanpassing damwandprofiel

Memo

Aan

Kernteam POVM full-scale proef

Datum	Kenmerk	Aantal pagina's
3 juli 2017	11200956-008-GEO-0001	4
Van	Doorkiesnummer	E-mail
Joost Bredeveld	+31(0)88335 7476	joost.breedeveld@deltares.nl

Onderwerp

Overwegingen bij selectie damwandprofiel blauwe dijk FSP

Geachte Kernteam-leden POVM full-scale damwandproef,

Met Goaitske is reeds kortgesloten dat de afgelopen weken door ons projectteam veel studie is gedaan naar het toe te passen damwandprofiel in zowel de full-scale proef (FSP) als daaraan gerelateerde pull-over test (POT). Onderstaande memo geeft een korte uitleg van de stand van zaken m.b.t. de keuze van de damwand, zonder hierbij alles in getallen uit te drukken.

Voorlopig ontwerp FSP

De aanleiding voor deze studie is de noodzaak voor een aantal kennisvragen om de damwand in de FSP tot bezwijken te brengen, wat impliceert dat de belasting groter is dan de elastische weerstand. Bij constructies wordt dan over een *unity check* (UC) kleiner dan 1 gesproken. Aangezien in het opstellen van het voorlopige ontwerp bleek dat de UC bij een continue wand groter is dan 1 ($M < M_{ei}$) en de wand niet bezwijkt, laat staan een plastisch scharnier ontwikkeld, is er daarin gekozen voor een gestaffelde wand opgebouwd uit dubbele AZ13-planken. De korte planken staan tot net in de slappe laag onder de dijk en worden afgewisseld met lange planken ingebed in de vaste lagen (waar bovenin het maximale moment wordt ontwikkeld).

In de studies naar deze AZ13-variant is vooral gekeken naar andere configuraties m.b.t. het staffelen (1:1, 2:1, 2:2) en naar normale en omgekeerde plaatsing van de dubbele-AZ vorm (heislots aan de hoogwater- of polderzijde). Hieruit volgde dat een staffeling van 1:1 de voorkeur heeft met het heislots aan de hoogwaterzijde in de FSP. Binnen de POT is vervolgens gekozen om het effect van normaal vs omgekeerde plaatsing van het AZ-profiel apart te onderzoeken.

Binnen het voorlopige ontwerp van zowel de FSP als POT is in alle predicties (o.b.v. van de bij ArcelorMittal uitgevraagde staalkwaliteit van S240GP) van een maximale vloeispanning waarbij plasticiteit optreedt van 300 N/mm^2 uitgegaan. Met dit uitgangspunt werd de $UC < 1$ in de FSP.

Update ArcelorMittal na proefwalsing

Uit nieuwe mondelinge informatie (28-6-2017) van ArcelorMittal op basis van proefwalsingen blijkt nu echter dat de behaalde minimale vloeispanning significant hoger is ($370\text{-}390 \text{ N/mm}^2$). Deze range van vloeispanningen voldoet aan de hogere staalkwaliteit S355GP, zelfs bijna S390GP. Dit is voor de FSP echter niet wenselijk: dan geldt namelijk $UC > 1$, behalve als de dijk wordt verhoogd tot 6 m en de waterstand in het bassin tot 5 m (beide 1 m hoger)...

Blijkbaar is het niet eenvoudig om met het staalproductieproces in Luxemburg (met schroot) een lagere staalkwaliteit S240GP te krijgen. Dit zal ook in de toekomst, indien er gerekend gaat worden met plastische scharnieren, een uitdaging worden en in die zin is dit een nuttige ervaring. We hebben voor de volledigheid bij ArcelorMittal de certificaten / proefstukmetingen van de gerealiseerde staalkwaliteit opgevraagd, maar nog niet ontvangen.

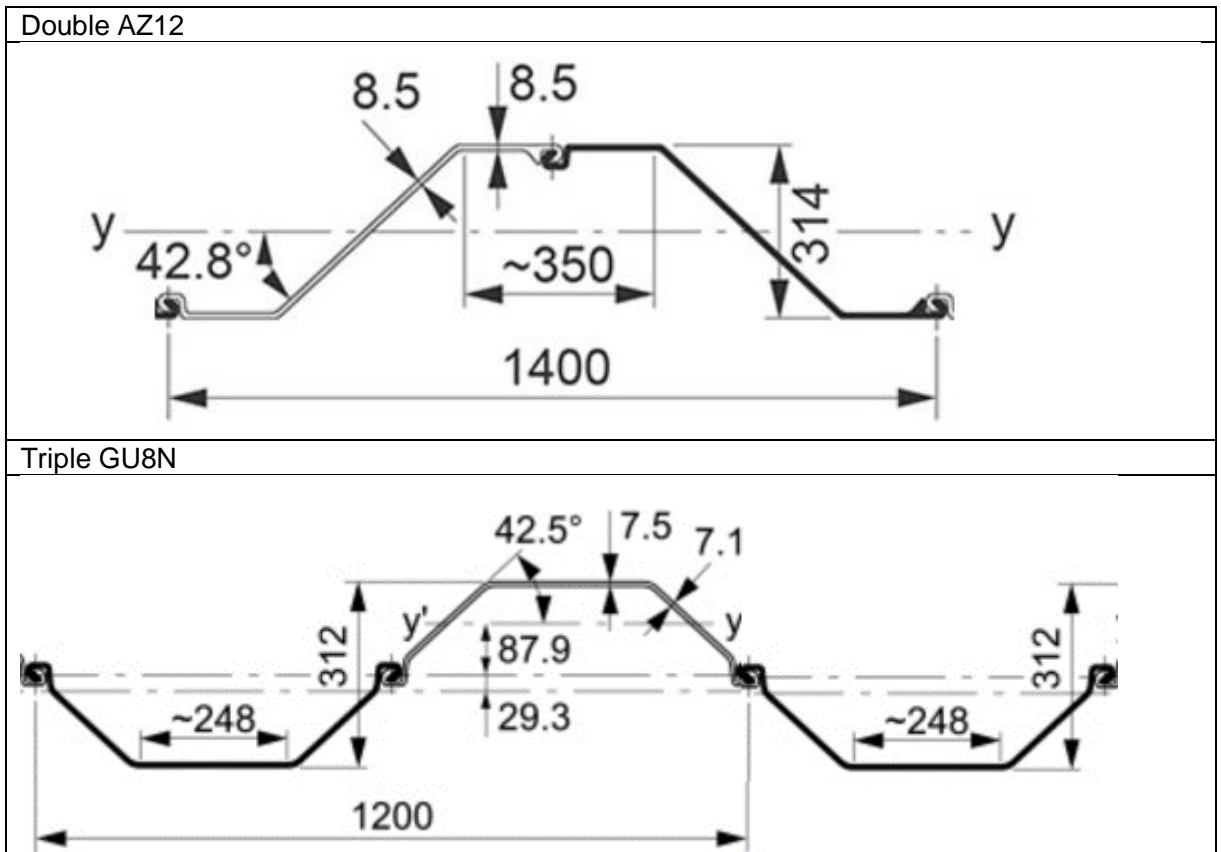
Oplossingsrichtingen

ArcelorMittal heeft in het overleg 2 optimalisaties en 2 alternatieven voor de FSP voorgesteld:

- Optimalisatie 1 is het opbouwen van de wand uit dubbele AZ12- i.p.v. AZ13-profielen, met een net iets lagere weerstand en waarschijnlijk dezelfde staalkwaliteit. Al gaven ze aan dat deze ook iets hoger kan zijn. Het effect op de UC is dus onzeker, mogelijk beperkt en moet nog door ArcelorMittal worden getest.
- Optimalisatie 2 is de korte tussenplanken met een bredere plank uit te voeren (met een AZ13-770 i.p.v. een AZ13-700). Hierdoor neemt de hart-op-hart afstand tussen de lange planken met ca 5% toe, maar de totale weerstand van de lange planken niet. Het effect op de UC zal echter beperkt zijn (dit moet nog worden berekend), omdat de buigstijfheid ook met 5% afneemt.
- Alternatief 1 is het opbouwen van een continue wand met enkele GU8N-planken zonder de sloten in elkaar vast te klemmen (te ponsen). Omdat echter zowel de buigstijfheid als de elastische capaciteit (M_{el}) aanzienlijk lager zijn, blijft het positieve effect op de UC beperkt (deze neemt 'slechts' tot ongeveer 1 af).
- Alternatief 2 is het opbouwen van een 1:1 gestaffelde continue wand met drievoudige GU8N-planken met geponste sloten. Dit alternatief geeft een UC ruim onder de 1 en is van alle alternatieven het meest zeker t.a.v. het bereiken van de plastische capaciteit (M_p) en bezwijken van de damwand. Daarbij lijkt een drievoudige GU8N-configuratie qua vorm op een meervoudig AZ-paneel en is het dus niet zo'n afwijkende keuze als het lijkt.

Voor de GU8N-profielen speelt nog wel mee dat deze uit Polen komen, wat extra risico's met zich kan meebrengen t.a.v. de levering, de uniformiteit, de informatieverstrekking etc (bij levering door ArcelorMittal Luxemburg is er een directe betrokkenheid van de R&D afdeling). Anderzijds worden in Polen de damwand uit ijzererts (cokes) gewalst, waardoor de kans op het halen van een lagere staalkwaliteit hoger is dan bij walsing uit schroot zoals in Luxemburg.

Onderstaand zijn beide damwand opties weergegeven.



Conclusies

Indien we doorgaan met de AZ-serie in het definitieve ontwerp, dan heeft een 1:1 gestaffelde wand opgebouwd uit dubbele AZ12-planken de voorkeur. Hierbij moet dan wel worden uitgegaan van staalkwaliteit S390GP en is het verstandig korte tussenplanken met een grotere breedte (AZ12-770) toe te passen. Verder moeten we (o.b.v. de huidige uitgangspunten voor de grondparameters) uitgaan van een 6 m hoge dijk met 5 m hoog waterpeil (i.p.v. de nu aangehouden 5 m hoge dijk met 4 m hoog waterpeil) in het bassin.

Dit impliceert geen wezenlijke extra inspanningen om tot een definitief ontwerp voor de FSP en POT te komen. Daarentegen zal het op hoogte krijgen van de (6 m hoge) dijk de maximale hoeveelheid vooraf ingeschatte tijd vergen, en de kans op tegenvallers tijdens de uitvoering (bv bij het opzetten van het waterpeil) die de (beperkte) UC-marge verkleinen is groter. Hiermee wordt de totale slagingskans van de proef (het bereiken van een plastische moment en grote deformaties) verkleind...

Een robuustere keuze voor het bereiken van plastische deformatie met een reëel belasting-scenario is het uitvoeren van de FSP-wand met de drievoudige GU8N, waarmee we de optie om de dijk te verhogen (indien de sterkte van de grond toch hoger is dan nu aangenomen) achter de hand houden. Hiermee creëren we meer ruimte in de UC, waardoor de slagingskans van de gehele proef aanzienlijk wordt vergroot.

Dit impliceert echter wel significante (onvoorziene) extra inspanningen om tot een definitief ontwerp te komen. Omdat een gedeelte van de werkzaamheden voor de FSP en POT opnieuw zal moeten worden verricht (deze was tot nu toe op de gestaffelde AZ configuratie gebaseerd). Het zal ook meer communicatie naar de buitenwereld vragen, omdat deze configuratie meer afwijkt van de configuraties die op dit moment worden toegepast. Aan de andere kant kost het minder tijd om de (5 m hoge) dijk op te bouwen, en wordt de kans op tegenvallers tijdens de uitvoering kleiner gezien de ruimere UC-marge voor deze configuratie.

Advies projectteam

Inde komende maanden zullen het gedetailleerde grondonderzoek en de opbouw van de proefdijken meer inzicht gaan geven in de juiste grondparameters. Die informatie maakt het mogelijk een zo scherp mogelijk definitief ontwerp neer te leggen. Het is echter twijfelachtig dat we deze tijd kunnen gebruiken om een beslissing over het damwandprofiel uit te stellen; wellicht zijn we dan te laat met het bestellen van de benodigde damwandplanken...

Er dient dus op korte termijn een beslissing te moeten worden genomen. Belangrijk uitgangspunt voor de proef is dat we met elkaar willen onderzoeken hoe een dijk met een stabiliteit-verhogend scherm zich onder extreme condities na bezwijken gedraagt. Om na te gaan hoeveel impact grote vervormingen van een constructief versterkte dijk op de veiligheid tegen overstromen hebben. Vanuit dat oogpunt hebben de drievoudige GU8-planken de voorkeur.

Het advies van het projectteam, met het huidige inzicht in de grondparameters, is dan ook om in de FSP voor een 1:1 gestaffelde wand opgebouwd uit drievoudige GU8N-planken te kiezen.

Kopie aan
Projectteam POVM full-scale proef

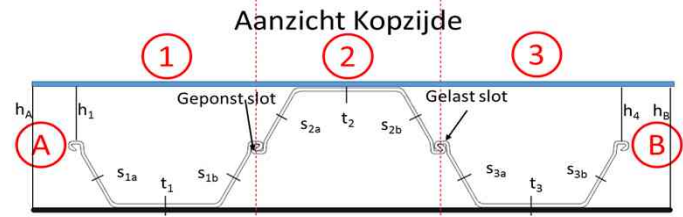


11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

D.2 Metingen damwandplanken ArcelorMittal

Lengte	Nummer	ha	hb	hm	h1	h2	h3	h4	W	s1a	s1b	s2a	s2b	s3a	s3b	t1	t2	t3	C9 a	C9 b	
14000	AD624984	Head	302	290	300	120	135	127	115	1830	7,08	7,26	7,12	7,15	7,45	7,42	7,39	7,18	7,27	OK	OK
14000	AD624984	Middle	309	300		126	138	135	118		7,15	7,14	7,09	7,11	7,07	7,18	7,33	7,20	7,21		
14000	AD624984	Bottom	287	302	301	120	130	130	127	1835	7,09	7,08	7,03	7,06	7,07	7,06	7,33	7,15	7,12		
14000	AD624985	Head	297	307	304	112	130	130	127	1835	7,24	7,27	7,35	7,27	7,03	7,36	7,44	7,45	7,32	OK	OK
14000	AD624985	Middle	307	300		130	140	135	112		7,15	7,15	7,08	7,30	7,12	7,15	7,33	7,36	7,42		
14000	AD624985	Bottom	297	306	301	110	136	132	132	1832	7,14	7,08	7,09	7,20	7,12	7,07	7,32	7,36	7,29		

Average	300	301	302	120	135	132	122	1833	7,14	7,16	7,13	7,18	7,14	7,21	7,36	7,28	7,27			
Stand. Dev.	7,3	5,6	1,5	7,1	3,8	2,9	7,2	2,1	0,052	0,077	0,103	0,085	0,141	0,137	0,044	0,112	0,093			



9000	AD624986	Head	312	310	302	140	137	136	126	1838	7,08	7,15	7,12	7,21	7,15	7,17	7,36	7,30	7,36	OK	OK
9000	AD624986	Middle	315	311		140	140	133	129												
9000	AD624986	Bottom	313	312	305	136	136	134	130	1830	7,12	7,27	7,17	7,09	7,15	7,06	7,42	7,33	7,30		
9000	AD624987	Head	314	300	300	144	142	132	122	1840	7,14	7,18	7,27	7,30	7,14	7,32	7,35	7,42	7,42	OK	OK
9000	AD624987	Middle	328	304		148	145	130	126												
9000	AD624987	Bottom	318	310	305	134	137	139	139	1830	7,06	7,09	7,12	7,03	7,12	7,15	7,27	7,36	7,38		
9000	AD624988	Head	305	317	311	129	134	139	143	1837	7,10	7,22	7,15	7,16	7,16	7,31	7,31	7,28	7,42	OK	OK
9000	AD624988	Middle	297	306		126	137	139	140												
9000	AD624988	Bottom	306	278	300	148	135	131	118	1844	7,12	7,21	7,21	7,33	7,39	7,21	7,39	7,33	7,42		
9000	AD624989	Head	327	314	310	144	137	134	136	1835	7,03	7,17	7,15	7,30	7,15	7,36	7,36	7,39	7,45	OK	OK
9000	AD624989	Middle	311	318		130	133	140	143												
9000	AD624989	Bottom	310	310	305	134	135	134	135	1838	7,11	7,14	7,24	7,15	7,15	7,33	7,30	7,30	7,45		
9020	AD624990	Head	330	300	318	155	140	130	118	1830	7,18	7,21	7,15	7,30	7,21	7,18	7,42	7,39	7,45	OK	OK
9020	AD624990	Middle	316	304		140	142	133	123												
9020	AD624990	Bottom	303	305	310	138	137	134	130	1835	7,15	7,24	7,21	7,21	7,26	7,23	7,36	7,42	7,45		
9062	AD624991	Head	325	302	310	135	133	134	120	1833	7,18	7,39	7,45	7,30	7,21	7,33	7,45	7,45	7,45	OK	OK
9062	AD624991	Middle	323	305		123	145	135	120												
9062	AD624991	Bottom	310	310	310	135	138	135	127	1836	7,21	7,36	7,36	7,27	7,20	7,30	7,45	7,45	7,45		
9130	AD624992	Head	315	295	308	135	137	131	125	1835	7,25	7,24	7,28	7,30	7,22	7,25	7,46	7,46	7,46	OK	OK
9130	AD624992	Middle	309	310		125	142	132	124												
9130	AD624992	Bottom	308	312	310	130	134	135	125	1845	7,20	7,22	7,28	7,31	7,10	7,25	7,40	7,43	7,40		
9140	AD624993	Head	315	300	310	140	135	130	120	1835	7,16	7,25	7,19	7,28	7,28	7,28	7,40	7,40	7,43	OK	OK
9140	AD624993	Middle	315	305		135	145	132	116												
9140	AD624993	Bottom	311	300	310	136	134	133	130	1845	7,13	7,28	7,31	7,16	7,16	7,28	7,46	7,40	7,46		
9090	AD624994	Head	325	298	310	137	138	132	116	1838	7,21	7,24	7,33	7,15	7,18	7,30	7,45	7,45	7,45	OK	OK
9090	AD624994	Middle	314	300		132	144	134	122												
9090	AD624994	Bottom	308	310	310	132	136	138	125	1835	7,24	7,15	7,12	7,18	7,09	7,36	7,42	7,30	7,39		
9013	AD624995	Head	315	320	311	139	140	137	140	1832	7,15	7,15	7,21	7,18	7,15	7,24	7,33	7,39	7,36	OK	OK
9013	AD624995	Middle	320	305		143	141	135	124												
9013	AD624995	Bottom	314	312	305	137	138	137	133	1840	7,11	7,12	7,24	7,18	7,15	7,27	7,35	7,41	7,30		
9010	AD624996	Head	316	309	305	140	140	136	132	1835	7,15	7,15	7,21	7,27	7,15	7,33	7,39	7,39	7,42	OK	OK
9010	AD624996	Middle	324	319		146	142	135	135												
9010	AD624996	Bottom	312	303	301	137	138	134	133	1840	7,18	7,23	7,21	7,27	7,24	7,24	7,39	7,45	7,45		
9068	AD624997	Head	298	304	300	124	142	133	125	1835	7,18	7,23	7,24	7,24	7,20	7,15	7,42	7,42	7,45	OK	OK
9068	AD624997	Middle	286	309		113	142	134	129												
9068	AD624997	Bottom	300	310	303	124	135	134	132	1840	7,18	7,27	7,24	7,23	7,12	7,14	7,42	7,42	7,36		
9070	AD624998	Head	325	305	300	149	140	130	120	1835	7,28	7,22	7,40	7,31	7,28	7,31	7,43	7,52	7,52	OK	OK
9070	AD624998	Middle	315	308		140	141	132	125												
9070	AD624998	Bottom	309	312	304	134	138	135	135	1832	7,18	7,15	7,39	7,30	7,21	7,30	7,38	7,60	7,50		
9100	AD624999	Head	298	306	310	129	132	133	125	1830	7,52	7,58	7,82	7,55	7,16	7,37	7,88	7,94	7,52	OK	OK
9100	AD624999	Middle	290	318		116	140	133	134												
9100	AD624999	Bottom	288	315	308	114	134	133	132	1838	7,47	7,51	7,54	7,57	7,15	7,35	7,75	7,78	7,63		
9090	AD625000	Head	303	305	308	126	133	128	127	1835	7,35	7,63	7,57	7,60	7,50	7,54	7,78	7,78	7,72	OK	OK
9090	AD625000	Middle	305	288		131	140	132	107												
9090	AD625000	Bottom	295	312	310	118	134	133	135	1835	7,39	7,51	7,51	7,54	7,33	7,51	7,74	7,78	7,72		
9070	AD625001	Head	300	304	303	123	133	132	127	1835	7,46	7,67	7,61	7,69	7,31	7,28	7,73	7,85	7,43	OK	OK
9070	AD625001	Middle	298	298		123	142	133	117												
9070	AD625001	Bottom	278	312	310	105	135	133	135	1838	7,40	7,52	7,64	7,49	7,25	7,13	7,52	7,82	7,31		
9080	AD625002	Head	318	316	317	141	138	131	137	1830	7,25	7,34	7,19	7,19	7,16	7,22	7,49	7,43	7,34	OK	OK
9080	AD625002	Middle	295	320		120	143	133	136												
9080	AD625002	Bottom	304	308	308	128	135	134	133	1838	7,13	7,42	7,25	7,13	7,10	7,18	7,52	7,34	7,37		
Average	310	307	307	133	138	134	128	1836	7,21	7,29	7,31	7,29	7,20	7,27	7,46	7,48	7,44				
Stand. Dev.	11,3	7,8	4,5	10,0	3,6	2,5	7,7	4,0	0,119	0,152	0,169	0,151	0,086	0,098	0,145	0,175	0,096				

Type	Lengthe (mm)	Nummer	Locatie	hL	hR	W
AZ26	16500	A+B	Head	415	420	1300
AZ26	16500	A+B	Middle	413	424	1301
AZ26	16500	A+B	Bottom	413	402	1303
AZ26	16500	C+D	Head	419	418	1306
AZ26	16500	C+D	Middle	419	419	1300
AZ26	16500	C+D	Bottom	415	420	1299
AZ26	16500	E+F	Head	415	415	1308
AZ26	16500	E+F	Middle	419	418	1300
AZ26	16500	E+F	Bottom	418	421	1298

a	b	c	d
58	58	59	58
58	59	58	59
59	57	56	59
59	57	58	58
59	58	59	58
58	59	59	58
59	57	58	57
59	57	58	58
58	59	59	58

Hollow (mm)
L 5
0
L 13
0
0
L 7
0
0
0

e1	e2	e3	e4	e5	e6
13,22	12,27	13,31	13,18	12,25	13,36
13,23	12,27	13,02	13,23	12,10	13,35
12,89	12,02	13,05	12,96	11,92	13,07
12,89	12,08	13,04	12,93	11,91	13,06
13,12	11,95	13,21	13,08	11,81	13,04
13,06	12,02	13,22	12,95	12,08	13,20

Diagonals	
L	R
722	722
722	720
722	722
722	720
720	720
720	720

Offset (mm)
0
0
0
0
0
0

Type	Lengthe (mm)	Nummer	Locatie	hL	hR	W
AZ13-700	14500	G+H	Head	312	302	1412
AZ13-700	14500	G+H	Middle	308	304	1410
AZ13-700	14500	G+H	Bottom	300	304	1417
AZ13-700	14500	I+J	Head	315	304	1402
AZ13-700	14500	I+J	Middle	305	307	1417
AZ13-700	14500	I+J	Bottom	304	308	1412
AZ13-700	14500	K+L	Head	310	304	1404
AZ13-700	14500	K+L	Middle	312	304	1404
AZ13-700	14500	K+L	Bottom	310	300	1405
AZ13-700	14500	M+N	Head	312	307	1405
AZ13-700	14500	M+N	Middle	308	309	1410
AZ13-700	14500	M+N	Bottom	308	318	1405

a	b	c	d
42	43	42	42
42	43	43	42
42	42	43	43
43	44	42	44
43	43	43	43
43	43	43	43
43	44	42	43
43	43	44	43
42	42	43	43
43	43	43	42
42	43	43	43

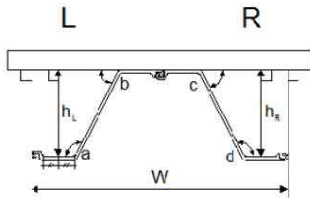
Hollow (mm)
R 4
0
0
R 5
0
0
R 8
R 8
R 12
R 3
R 5
0

e1	e2	e3	e4	e5	e6
9,71	9,38	9,43	9,61	9,37	9,62
9,68	9,21	9,42	9,49	9,28	9,68
9,70	9,42	9,66	9,44	9,32	9,70
9,63	9,63	9,41	9,74	9,17	9,72
9,62	9,44	9,67	9,41	9,34	9,50
9,38	9,51	9,59	9,64	9,62	9,48
9,52	9,22	9,70	9,83	9,35	9,62
9,58	9,28	9,60	9,56	9,59	9,88

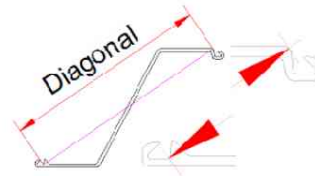
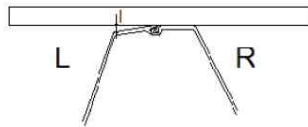
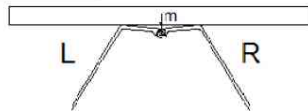
Diagonals	
L	R
717	715
715	715
715	715
710	715
717	715
713	715
717	712
712	715

Offset (mm)
0
0
0
0
0
0
0
0
0
0
0

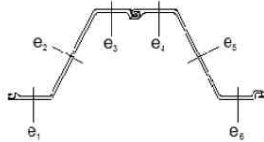
View In Head :



View In Head :



View In Bottom :



Forme I



11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

D.3 Afleiden uitgangspunten en resultaten predicties

Memo

Aan
POVM

Datum
19 januari 2018

Kenmerk
11200956-002-GEO-0021

Aantal pagina's
49

Van
Mark Post

Doorkiesnummer
+31(0)88 335 7267

E-mail
Mark.Post@deltares.nl

Onderwerp
DO EEM analyses groene en blauwe dijk

Contents

1	Inleiding	3
1.1	Referenties	3
2	Uitgangspunten EEM analyse blauwe en groene dijk	4
2.1	Grondopbouw en parameters	4
2.2	Grondwaterstanden	6
2.3	Fasering aanlegfase	6
2.4	Fasering proeffase	8
2.5	Damwandscherm	9
2.6	Geometrie blauwe dijk	12
2.7	Geometrie groene dijk	14
2.8	Bovenbelastingen	15
3	Opzet basis EEM model voor blauwe dijk obv observational method	16
3.1	Aandachtspunten basismodel	16
3.2	Locaties monitoring	17
3.3	Zettingen	19
3.4	Waterspanningsmeters	20
3.5	Hellingmeet buizen	21
3.6	Overall conclusie basismodel blauwe dijk	22
4	Opzet basis EEM model voor groene dijk o.b.v. observational method	24
4.1	Aandachtspunten basismodel	24
4.2	Locaties monitoring	24
4.3	Zettingen	25
4.4	Waterspanningsmetingen	26
4.5	Hellingmeetbuizen	27
4.6	Overall conclusie basismodel groene dijk	28



5	Predicties blauwe dijk.....	30
5.1	Doel	30
5.2	Gevoeligheidsanalyses	30
5.3	Predicties	31
5.4	Maatregelen bij bovengrens sterkte	35
5.5	Conclusies	35
5.6	Stuurinformatie	36
6	Predicties groene dijk.....	38
6.1	Doel	38
6.2	Gevoeligheidsanalyses	38
6.3	Predicties	39
6.4	Maatregelen bij bovengrens sterkte.....	41
6.5	Maatregelen forceren dieper glijvlak.....	42
6.6	Conclusies	42
6.7	Stuurinformatie	43
7	Overige analyses.....	45
7.1	Stabiliteit kraan.....	45
7.2	Invloed bezwijken groene dijk op blauwe dijk (en vice versa)	46
7.3	Herstelmaatregelen groene dijk	48

1 Inleiding

Voor de afronding van de aanlegfase dient bekend te zijn wat de definitieve vorm van de groene en blauwe dijk wordt. De aannemer kan de blauwe en groene dijk dan op de juiste wijze voorbereiden voor de proeffase. De definitieve vorm wordt bepaald door de hoofddoelstelling: het introduceren van voldoende (plastische) vervorming. Of voldoende (plastische) vervorming kan worden geïntroduceerd hangt verder af van het type damwand dat wordt toegepast en de tot beschikking staande mogelijkheden om de groene en blauwe dijk te belasten.

Tijdens het VO en het daaropvolgende DO traject zijn de volgende principe keuzes gemaakt:

- Type damwand: GU8N, gestaffeld, staalkwaliteit S390
- Ontgraving en ontwatering passieve wig dijken max. mv -1.5 m, minimaal 1 m aanhouden tot teen talud, breedte 20 m.
- Opzetten water in kern groene dijk tot ca. 3 m
- Opzetten water in kern blauwe dijk tot ca. 4 m
- Opzetten water in talud blauwe dijk tot ca. 1.5 m
- Bovenbelasting d.m.v. 1 rij vloeistofdichte containers gevuld met water, max. ca. 20 kPa over een breedte van 2,3 m

In deze DO rapportage worden aan, de hand van de Plaxis predicties voor de groene en blauwe dijk, de gemaakte keuzes nader onderbouwd en waar nodig verder geconcretiseerd t.b.v. de DO tekeningen en het draaiboek.

1.1 Referenties

- 1 VO FSP
- 2 Geotechnisch interpretatie rapport F4
- 3 Interpretatie memo EEM parameters
- 4 Data metingen damwandplanken
- 5 Fugro online monitoring
- 6 Afstudeerwerk Coen Kortendijk
- 7 Factual report aanleg en opbouw
- 8 Draaiboek FSP
- 9 Factual report opbouw gemonitoorde damwandplanken

2 Uitgangspunten EEM analyse blauwe en groene dijk

In dit hoofdstuk worden de berekeningsuitgangspunten benoemd. Waar de uitgangspunten voor de blauwe en groene dijk verschillen worden expliciet de verschillen benoemd anders zijn de uitgangspunten gelijk voor de groene en blauwe dijk.

2.1 Grondopbouw en parameters

Op basis van het beschikbaar grondonderzoek is de volgende laagopbouw afgeleid t.p.v. de blauwe en groene dijk. De laagnummering is gehanteerd conform [2].

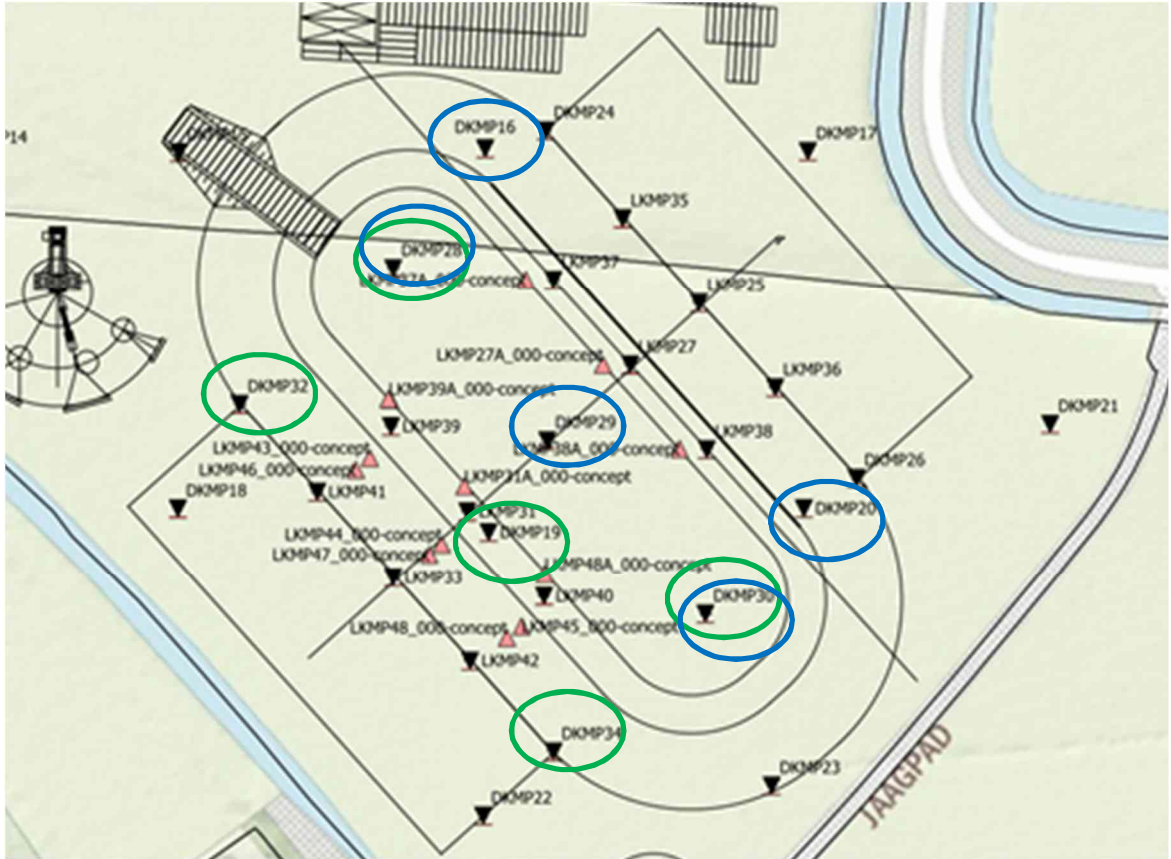
Laag nr.	Laag	Bovenkant laag
		[m..NAP]
1, 2	Toplaag (*)	0
3	Klei (**)	-0.8
4	Veen	-2
5	Zand, met stoorlagen (**)	-4.2 (****)
6	Klei, leem, humeus	-9.5
7	Zand	-11
8	Klei	-17

Tabel 2.1. Grondopbouw ter plaatse van groene en blauwe dijk

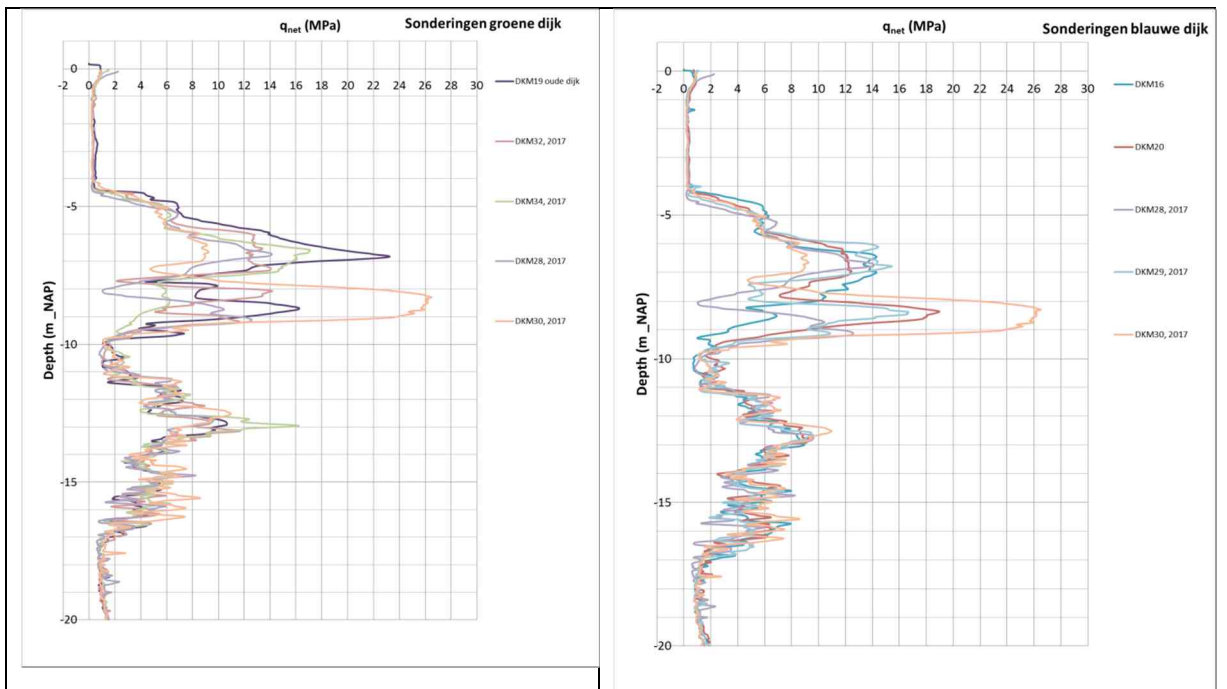
Noot:

- (*) Voorafgaand aan start ophogen is de rooflaag van 0,20 m verwijderd en depot gezet.
- (**) uit het grondonderzoek volgt dat op enkele plaatsen een kleiige/humeuze stoorlaag voorkomt in deze zandlaag. Aangenomen wordt dat deze laag een beperkte invloed heeft en is daarom niet gemodelleerd in de Plaxis berekeningen.
- (***) Ter plaatse van de groene dijk komt ook laag 3a (slappe kleilaag) voor tussen ca. NAP -1.5 en NAP -2 m. Uitgangspunt is dat deze slappe laag zich uitstrekt tot ca. halverwege het definitieve talud.
- (****) In het VO is uitgegaan van NAP -4.5 m, na verdere beschouwing van de sonderingen is deze laagscheiding aangepast naar NAP -4,2 m. Deze hogere laagscheiding is ongunstiger voor het doel " grote plastische vervormingen" maar lijkt wel een meer realistische keus. Deze keus heeft ook invloed op de consolidatie van de ondergrond.

De gehanteerde grondparameters zijn overgenomen uit [2] en [3] en weergegeven in Tabel 2.2.



Figuur 2.1. Overzicht van relevante (klasse 2) sonderingen tot ca. NAP -20 m. Geplote sonderingen t.p.v. groene dijk aangegeven met groene cirkel en geplote sonderingen t.p.v. blauwe dijk aangegeven met een blauwe cirkel.



Figuur 2.2. Sonderingen t.p.v. groene dijk (links) en blauwe dijk (rechts)

		strength													stiffness SSC						
Opmerking	beschrijving	materiaal model	drainage type	bk laag	gamma _{sat}	gamma _{unsat}	phi	c'	psi	su _{ini}	S	m	a	b	c	k*	i*	m*	sk	skk	ca
				(m NAP)	kN/m ³	kN/m ³	(gr)	(kPa)	(gr)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
	Ophoogzand	HS	drained		17	19	35	1	0												
	1. top laag	MC	drained	0	14.5	14.5	30	5	0												
	2. klei, onverzadigd	MC	drained																		
	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	28	4	0	11	0.39	0.91	0.014	0.155	0.011	0.028	0.155	0.011			
tpv groen teen	3a. Slappe klei (tpv teen groene)	HS/SSC/SHANSEP	undrained		12.5	12.5	25	1	0	6.5	0.33	0.91									
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-2.1	10	10	45	3	0	11	0.5	0.87	0.045	0.332	0.035	0.09	0.332	0.035			
	5. zand	HS	drained	-4.2	18	20	36	1	12												
	6. klei, leem, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-9.5	12.5	12.5	25	30	0	70	0.37	0.91	0.014	0.185	0.011	0.028	0.185	0.011			
	7. zand	HS	drained	-11																	
	8. klei			-17																	
tpv groen kruin	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained							117	0.39										
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained							20	0.5										

		Overconsolidatie													permeability					
Opmerking	beschrijving	materiaal model	drainage type	bk laag	gamma _{sat}	gamma _{unsat}	s _{vi}	p _g	POP	OCR	K _{0nc}	nu _{ur}	e ₀	ke ₀	ke ₀	dk	ck/(1+e ₀)			
				(m NAP)	kN/m ³	kN/m ³	(-)	(kPa)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m/s)	(m/dag)	(-)	(-)			
	Ophoogzand	HS	drained		17	19			20				0.2							
	1. top laag	MC	drained	0	14.5	14.5							0.3		1					
	2. klei, onverzadigd	MC	drained																	
	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	12	29	17	2.4	0.3	0.2	3	1.50E-08	5.01E-03	0.6	0.16			
tpv groen teen	3a. Slappe klei (tpv teen groene)	HS/SSC/SHANSEP	undrained		12.5	12.5	12	22	10											
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-2.1	10	10	14	23	9	1.6	0.2	0.1	10	5.80E-08	5.01E-03	2.4	0.22			
	5. zand	HS	drained	-4.2	18	20														
	6. klei, leem, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-9.5	12.5	12.5	72	211	139	2.9	0.4	0.2	3							
	7. zand	HS	drained	-11																
	8. klei			-17																
tpv groen kruin	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained				13	38	25	2.9										
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained				15	42	27	2.8										

		stiffness HS													Stiffness MC	
Opmerking	beschrijving	materiaal model	drainage type	bk laag	gamma _{sat}	gamma _{unsat}	m	Eu50_ref	G50_ref	E'50_ref	Eoed_ref	Eur_ref	E'			
				(m NAP)	kN/m ³	kN/m ³	(-)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)			
	Ophoogzand	HS	drained		17	19	0.5			30000	30000	30000				
	1. top laag	MC	drained	0	14.5	14.5						10000				
	2. klei, onverzadigd	MC	drained													
	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-1	12.5	12.5	0.93	10500		4000	1000	20000				
tpv groen teen	3a. Slappe klei (tpv teen groene)	HS/SSC/SHANSEP	undrained		12.5	12.5										
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-2.1	10	10	1.00	600.00	2000	500	10000					
	5. zand	HS	drained	-4.2	18	20			30000	30000	30000					
	6. klei, leem, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained	-9.5	12.5	12.5										
	7. zand	HS	drained	-11												
	8. klei			-17												
tpv groen kruin	3. klei, matig siltig, humeus	HS/SSC/SHANSEP	undrained													
	4. veen	HS/SSC/SHANSEP	undrained													

opmerkingen
 laag 1 en 2 worden gecombineerd in EEM analyse. parameters conform laag 1, gemiddeld met MC model (vm onverzadigd gedrag)
 parameters a, b, c zijn obv natuurlijke rekken, bij omrekening naar lambda*, kappa* en nu* hanteren van vuistregel Plaxis manual, bij toepassing van UM in Plaxis geen rek correctie benodigd
 laag 8 ligt zo diep dat deze als niet relevant meer wordt beschouwd, geen parameters gegeven
 laag 3, 3a, 4, 6, phi en c zijn zo bepaald dat de SHANSEP lijnen voor deze lagen zo goed mogelijk worden benaderd met SS model
 alle abc waarden bepaald op basis van gemiddelden uit dataset
 POP en OCR waarden geschat obv in situ stress en gerapporteerde p_g voor isotachen methode
 Noot: zorg dat in de slappe lagen een bepaalde minimale trek wordt toegestaan (zeg minimaal 5 kPa). Dit voorkomt te hoge su waarden bij lage spanningen

geen arcering
 geen waarde
 overgenomen uit interpretatie rapport [2]
 niet relevant, danwel Plaxis default hanteren
 parameter volgt uit aparte interpretatie slag [3], gebaseerd op SS model, waarde lijkt ook acceptabel voor HS model
 waarde bepaald adhv abc parameters obv formules Plaxis handleiding
 Bepaald mbv grove fit mbv Soiltest TRX CAU op bekende Eu50_ref = 10 MPa, bij deze parameters moet wel K_{0nc} = 0.37 worden gekozen, alleen gebruiken voor afschuifsituaties
 engineering judgement
 gepresenteerde waarden behoren bij Rd = 75%, relatieve dichtheid is echter variabel in deze laag en kan ook 100% zijn, voor parameters zie grondinterpretatie rapport
 Bepaald mbv grofs toeflijke fit mbv Soiltest DSS undr op bekende G50_ref = 0.6 MPa, deze set alleen gebruiken voor afschuifsituaties
 berekend

Tabel 2.2. Bepaalde grond parameters t.b.v. Plaxis analyses

2.2 Grondwaterstanden

Op basis van een analyse van de registraties van de geplaatste waterspanningsmeters en peilbuizen [5] worden de volgende waterstanden ingeschat:

- Freatisch grondwaterstand op NAP -0.8 m
- Stijghoogte van tussenzandlaag NAP -0.4 m

2.3 Fasering aanlegfase

in onderstaande tabel is de ophoogfasering weergegeven zoals deze is geschematiseerd in de Plaxis modellering van de groene en blauwe dijk. Hierbij wordt opgemerkt dat het streven van de hier gemaakte Plaxis modellen is om zo goed mogelijk een predictie van de bezwijkproef te geven en niet om een zo goed mogelijke zettingsberekening te maken.

Opgemerkt wordt dan ook dat de gehanteerde ophoofphasering niet exact aansluit bij de werkelijk gerealiseerde fasering. De genoemde data zijn slechts bij benadering. Ook de gerealiseerde hoeveelheid zetting en de uiteindelijke kruinhoogte in het model zijn bij benadering de werkelijkheid. Hierbij wordt opgemerkt dat met name voor de groene dijk de berekende zetting zal afwijken van de werkelijkheid. Zie voor een verdere toelichting paragraaf 4.3.

slag	datum		start dag	einde dag	bruto hoogte slag [m]	bruto ophoging [m]	inschatting zetting per slag [m]	inschatting mv niveau [m NAP]
1	12-06-17	ophogen	0	1	1.2	1.2		-0.2
		consolidatie	1	16			0.1	0.9
2	28-06-17	ophogen	16	17	1	2.2		
		consolidatie	17	37			0.1	1.8
3	19-07-17	ophogen	37	38	0.6	2.8		
		consolidatie	38	71			0.1	2.3
4	22-08-17	ophogen	71	72	0.6	3.4		
		consolidatie	72	102			0.1	2.8
5	22-09-17	ophogen	102	103	0.6	4		
		consolidatie	103	117			0.1	3.3
6	07-10-17	ophogen	117	118	0.6	4.6		
		consolidatie	118	138			0.1	3.8
7	28-10-17	ophogen	138	139	0.6	5.2		
		consolidatie	139	159			0.1	4.3
8	18-11-17	ophogen	159	160	0.6	5.8		
		consolidatie	160	209			0.1	4.8
	07-01-18	heien damwand	209	212		5.8		
		consolidatie	212	216			0.1	4.7
9	14-01-18	ophogen	216	217	0.6	6.4		
		consolidatie	217	245			0.1	5.2
	12-02-18	start proeffase groen	245	252				
		consolidatie	252	259				
	26-02-18	start proeffase blauw	259	266				

Tabel 2.3. Geschematiseerde ophoofphasering voor groene en blauwe dijk

Noot:

- Voorafgaand aan de eerste slag is de rooflaag a 20 cm ontgraven, aanname tbv Plaxis modellering is dat deze direct is gecompenseerd in eerste slag

Ter controle is in onderstaande tabel de totaal aangebrachte zanddikte weergegeven ter plaatse van de groene en blauwe dijk.

dijk	Initieel mv	Zetting eind 2017 / begin 2018 (t.t.v. afwerken) (*)	Afwerk niveau kruin	Totale opgebrachte dikte zandlaag tpv kruin
	[m NAP]	[m]	[m NAP]	[m]
Groen	0	0.6	5.3	5.9 m
blauw	0	1.0	5.3	6.3 m

Tabel 2.4. Opgebrachte dikte zandlaag

Noot:

(*) de zetting eind 2017 / begin 2018 is ingeschat op basis van de zettings monitoring en het Plaxis zettings predictie model zoals beschreven in [ref.7]. Zie verder ook paragraaf 3.3 en 4.3 in dit rapport.

2.4 Fasering proeffase

Ten behoeve van de Plaxis analyse zijn onderstaand de uitgangspunten weergegeven voor de fasering van de proeffase van de groene en blauwe dijk.

Merk op dat deze fasering van de proeffase nog niet exact overeenkomt met de opgenomen fasering in het draaiboek. Gedachte is dat voorafgaand aan de proef een update wordt gemaakt van de predicties met de meest actuele gegevens. Op basis hiervan kan dan de beste stuurinformatie worden opgesteld. Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat de exacte uitvoeringsduur van de proeffase (+/- enkele dagen) vrijwel geen invloed heeft op de predictie resultaten.

Proeffase Groene dijk

- 1 Ontgraven in de natte passieve zijde tot max. mv – 1.5 m
- 2 Verlagen waterstand passieve zijde tot max mv – 1.5 m
- 3 Verhogen waterstand kern tot ca. NAP +3 m
- 4 Bovenbelasting op kruin toevoegen tot ca. 20 kPa
- 5 Bezwijken groene dijk
- 6 Stabilisatie groene dijk (aanvullen passieve wig, verlagen waterstand kern)
- 7 Herstel bassin waar nodig

De gehanteerde tijdsduur voor deze fasering is uitgesplitst in onderstaande tabel.

proeffase	Tijdsduur [dagen]	Tijd cumulatief [dagen]
Ontgraven in de natte passieve zijde tot max. mv – 1.5 m	2 dagen	2
Verlagen waterstand passieve zijde tot max mv – 1.5 m	1 dag	3
Verhogen waterstand kern tot max. NAP +3 m	3 dagen	6
Bovenbelasting op kruin toevoegen tot max. 20 kPa	1 dag	7
Bezwijken groene dijk		

Tabel 2.5. Gehanteerde tijdsduur voor fasering proef fase groene dijk

Proeffase blauwe dijk

- 1 Ontgraven in de natte passieve zijde tot max. mv – 1.5 m
- 2 Verlagen waterstand passieve zijde tot max. mv – 1.5 m
- 3 Verhogen waterstand kern tot ca. NAP +4 m
- 4 Verhogen waterstand talud tot ca. NAP +1.5 m
- 5 Bovenbelasting op kruin toevoegen tot ca. 20 kPa
- 6 Bezwijken blauwe dijk
- 7 Stabilisatie blauwe dijk (aanvullen passieve wig, verlagen waterstand kern)

De gehanteerde tijdsduur voor deze fasering is uitgesplitst in onderstaande tabel.

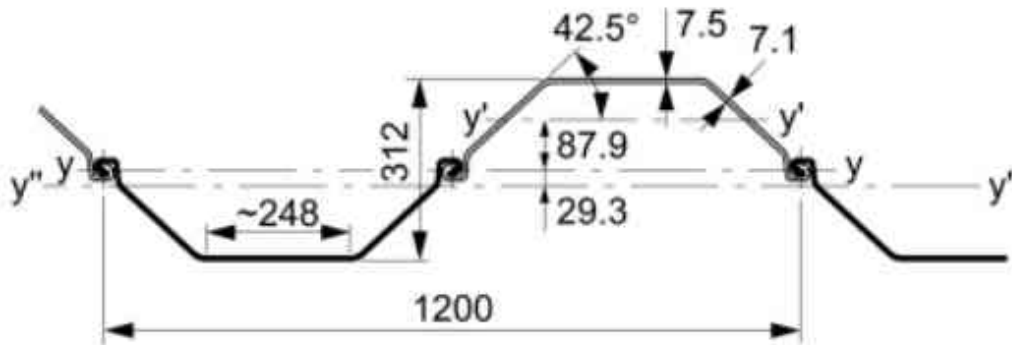
proeffase	Tijdsduur [dagen]	Tijd cumulatief [dagen]
-----------	-------------------	-------------------------

Ontgraven in de natte passieve zijde tot max. mv – 1.5 m	2 dagen	2
Verlagen waterstand passieve zijde tot max mv – 1.5 m	1 dag	3
Verhogen waterstand kern tot max. NAP +4 m	3 dagen	6
Verhogen waterstand talud tot max. NAP +1.5 m	1 dag	7
Bovenbelasting op kruin toevoegen tot max. 20 kPa	1 dagen	8
Bezwijken blauwe dijk		

Tabel 2.6. Gehanteerde tijdsduur voor fasering proeffase blauwe dijk

2.5 Damwandscherm

In de blauwe dijk wordt een gestaffeld damwandscherm toegepast bestaande uit triple GU8N profielen. De afmetingen en eigenschappen van de triple Gu8N zijn getoond in onderstaande figuren.



Figuur 2.3. Triple GU8N profielen (derde U profiel slechts gedeeltelijk getoond)

scale: 1/10

	Sectional area	Mass	Moment of inertia	Elastic section modulus	Plastic section modulus	Static moment	Radius of gyration	Coating area *
	cm ²	kg / m	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm	m ² / m
Single Pile	61.8	48.5	2 420	225			6.26	0.76
Double Pile	123.7	97.1	14 420	925			10.80	1.51
Triple Pile	185.5	145.6	20 030	1 080			10.39	2.26
Per m of wall	103.1	80.9	12 010	770	935	460	10.80	1.26

ArcelorMittal reserves the right to change the section properties without prior notice * 1 side, excluding inside of interlocks

Figuur 2.4. Eigenschappen GU8N (bron: sheetpiling handbook ArcelorMittal)

De drie planken welke gezamenlijk een triple maken zijn in 1 slot geponst (betreft het slot van de 2 u-planken welke in bovenaanzicht gezamenlijk een S-vorm hebben) en in het andere slot gelast. Op basis hiervan mag worden aangenomen dat de drie U planken samen werken. De werksloten worden niet geponst of gelast, hierdoor kan de plank nog verschuiven in deze sloten, hetgeen tot een iets slappere en minder sterke wand kan leiden dan een continue wand. Hierdoor zal dus ook de neutrale lijn iets verschuiven (= lijn $y'' - y'$ in bovenstaande figuur).

De planklengtes zijn als volgt bepaald in het VO:

- Planken lang = 18 m
- Tussenplanken kort = 9 m

Gekozen is om de lange planken met de onderkant te plaatsen op NAP -12,5 m en de bovenkant op NAP +5,5 m. Hierdoor steken de planken iets uit boven bovenkant zandlichaam. Dit laatste is gewenst ivm de installeerbaarheid en de zichtbaarheid (i.r.t. monitoring) van de planken. De tussenplanken van komen dan op onderkant NAP -3,5 m en de bovenkant ook op NAP +5,5 m. Hiermee staan de tussenplanken ruim in de cohesieve lagen en wordt bereikt dat (zelfs na zetting van het zandlichaam) de compartimenten van de proefdijken (in praktische zin) waterdicht blijven.

De eigenschappen van de gestaffelde wand t.b.v. de Plaxis modellering zijn vermeld in onderstaande tabel. Hierbij wordt opgemerkt dat de invloed van het oplassen van stalen kokers en strippen t.b.v. de monitoring niet is meegenomen in onderstaande eigenschappen. De invloed op de sterkte en stijfheid van één gemonitorde triple is naar verwachting in de orde van 10% [ref.9]

Niveau	Wand	A	I (***)	EI (**)	EA (**)	Mel	Mpl (*)	Np
		[cm ² /m]	[cm ⁴ /m]	[kNm ² /m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]
NAP +5.5 m tot NAP -3.5 m	Triple continue (werkslot vrij)	103.1	11128	23400	2.2E6	234	283	4021
NAP -3.5 tot NAP -12.5 m	Triple gestaffeld (h.o.h. 1.8 m)	51.55	5564	11700	1.1E6	117	141	2010

Tabel 2.7. Eigenschappen van gestaffelde wand bestaande uit triple GU8N profielen

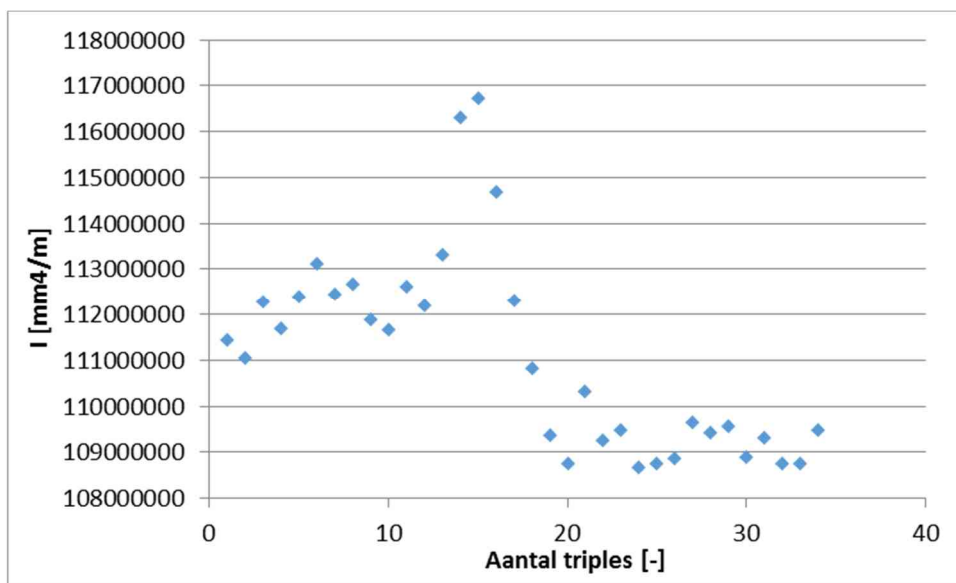
Noot:

- (*) Bovengrens van de plastische eigenschappen is bepaald aan de hand van $Mel * 1,21$ (= geschat adhv $Wpl / Wel = 935/770$ voor een continue wand, zie Figuur 2.4). Bij bereiken van Mel zal de uiterste vezel plastisch worden. Bij bereiken van Mpl zijn alle vezels plastisch. De gehanteerde vloei grens is 390 N/mm²
- (**) Voor E is 2.1E8 kN/m² gehanteerd
- (***) I triple (wel verschuiving mogelijk in werksloten) = 20030 cm⁴ / 1.8 m = 11128 cm⁴/m. Als referentie: I continue wand (geen verschuiving mogelijk in sloten) = 12010 cm⁴/m

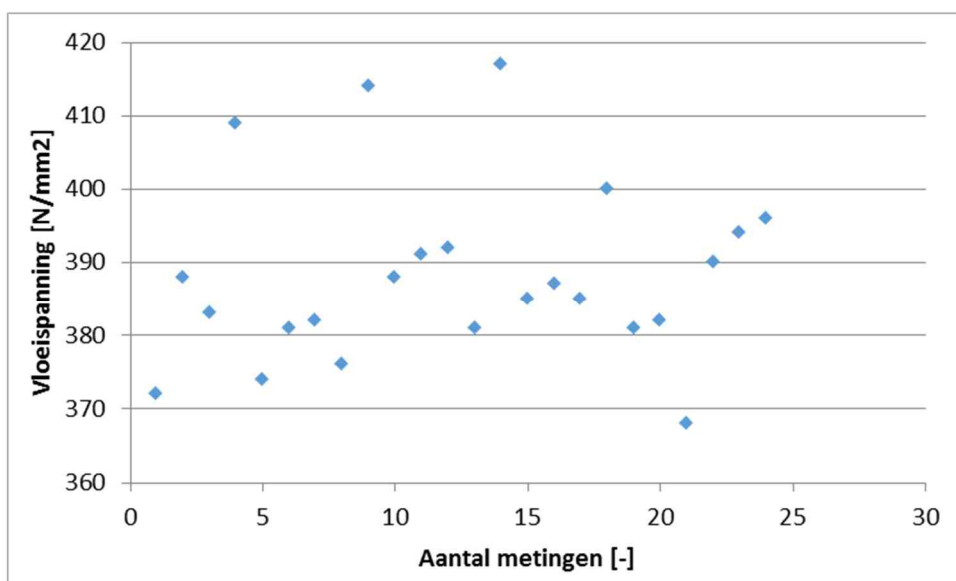
De verhouding $Wpl / Wel = 935 / 770 = 1.21$. Deze verhouding is hier ook toegepast voor de gestaffelde wand met triple profielen. Echter voor de wand bestaande uit triples is de situatie eigenlijk complexer. De plastische eigenschappen zijn niet direct af te leiden. Uit afstudeerwerk van Coen Kortendijk [ref.6] blijkt dat de eigenschappen van een zijdelings ongesteund profiel anders kunnen zijn dan verwacht voor een zijdelings gesteund profiel. Een verwachte bovengrens is uitgaan van de eigenschappen van een continue wand. Na uitvoeren van de POT kan dit uitgangspunt mogelijk worden geupdate.

Door Arcelor zijn de dikte eigenschappen van planken gecontroleerd m.b.v. geometrische metingen en trekproeven [ref.4]. Op basis van deze metingen is een interpretatie slag gemaakt van de rekengrootheden. Hieruit volgt:

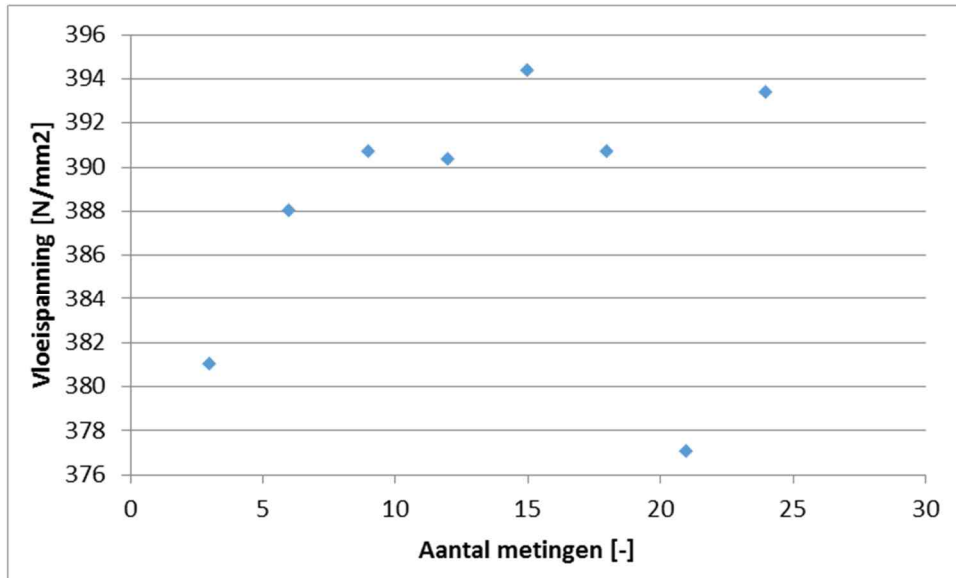
- Het traagheidsmoment I is bepaald op basis van de geometrische metingen m.b.v. een benaderende wijze (o.a. aanname van constante hoogte). Variatie van deze berekende I is in de range van 10800 cm⁴/m tot 11800 cm⁴/m, zie ook onderstaande figuur. In de hier gepresenteerde analyses is de theoretische waarde van 11128 cm⁴/m gehanteerd;
- Vloeispanning is bepaald mbv trekproeven op staal samples van de planken. Op 8 triples zijn trekproeven uitgevoerd (3 per triple), de resulterende vloeispanningen zijn in de range van ca. 370 tot 420 N/mm². Indien per triple wordt gemiddeld is de vloeispanning in de range van 381 N/mm² tot 395 N/mm², zie ook onderstaande figuur. In de hier gepresenteerde analyses is de waarde 390 N/mm² gehanteerd.



Figuur 2.5. Spreiding in berekende traagheidsmoment



Figuur 2.6. Spreiding in alle individuele metingen van vloeispanning (3x per plank)



Figuur 2.7. Spreiding in de gemiddelde vloei spanning per plank (per plank uitgemiddeld over de drie metingen)

2.6 Geometrie blauwe dijk

De geometrie van de blauwe dijk is voor een groot deel reeds bepaald in het VO [ref.1]. Voor de nog openstaande zaken worden hier de volgende keuzes gemaakt:

Tijdens inbrengen damwandscherm, zie Figuur 2.8:

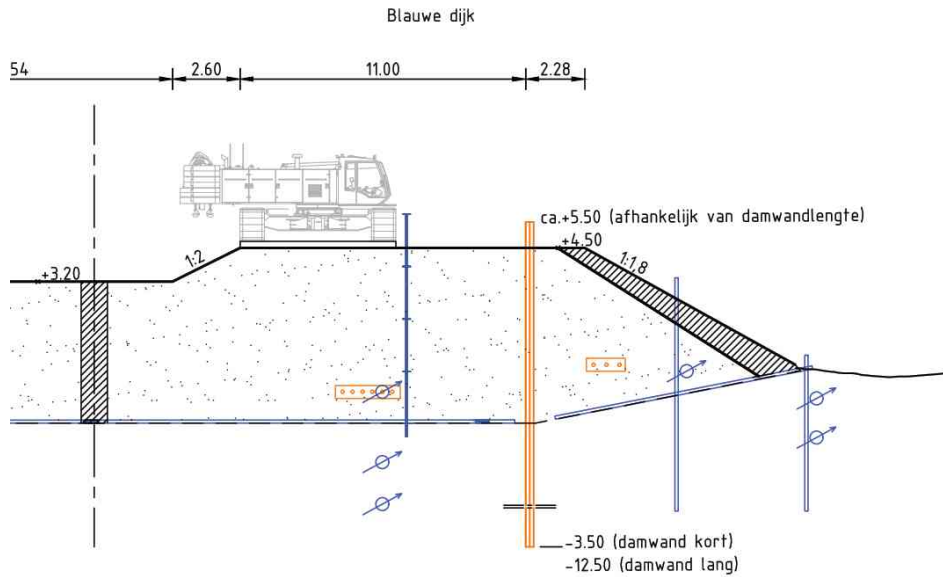
- Talud ca. 1: 1.8 (volgt uit inmetingen van aangelegde profiel en de zettingsverwachting)
- Kruin dijk op ca. NAP +4.5 m
- Kruin breedte ca. 11 m
- Niveau bassin ca. NAP +3,2 m

In de situatie bij proeffase, zie Figuur 2.9:

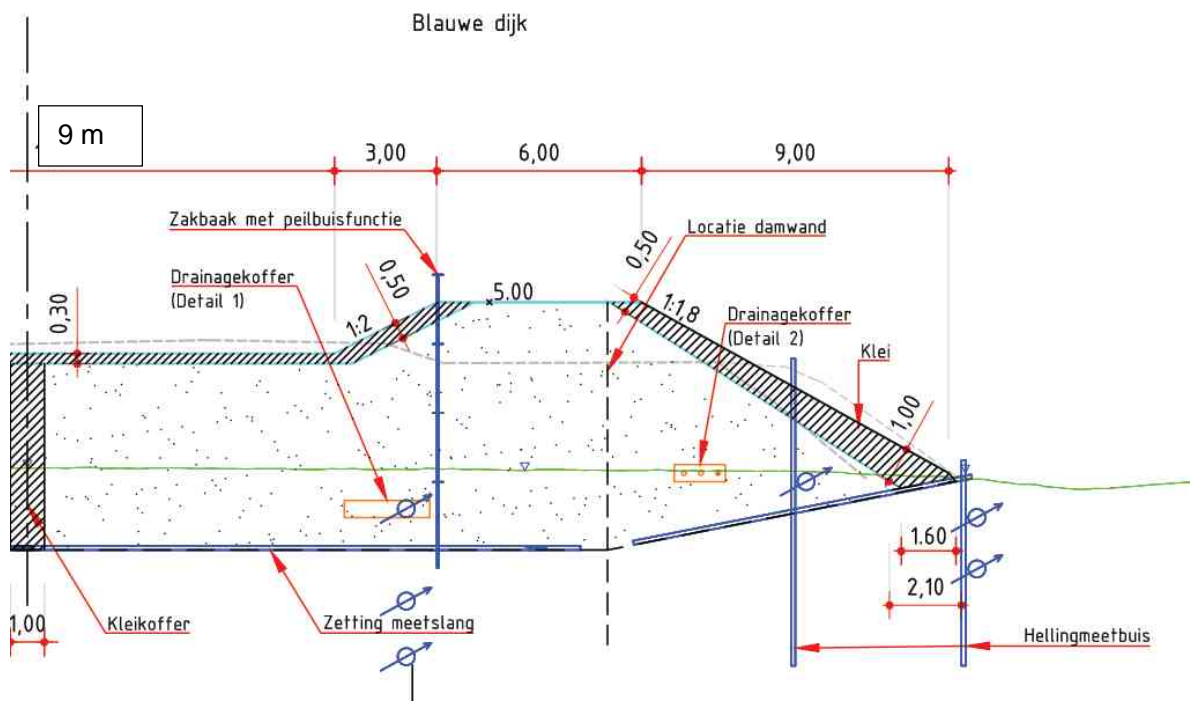
- Talud ca. 1:1.8
- Kruin dijk bij start proef minimaal NAP +5 m (oplevering op NAP +5.3 m eind 2017)
- Kruin breedte ca. 6 m
- Niveau bassin ca. NAP +3.5 m

Streven zal zijn om damwand zo dicht mogelijk tegen het talud aan te zetten, hierdoor is invloed talud zo klein mogelijk. Dit zorgt wel dat de zettingsmeetslag kapot zal gaan omdat het scherm hierdoor heen wordt getrild.

In Plaxis wordt een basissom opgezet voor een snede van de blauwe dijk. De geselecteerde snede is aangegeven in Figuur 2.10. Deze snede wordt gevalideerd aan de hand van de beschikbare monitoring voor deze snede/raai.



Figuur 2.8. Situatie tijdens inbrengen damwandschem (voorafgaand laatste ophoogslag)

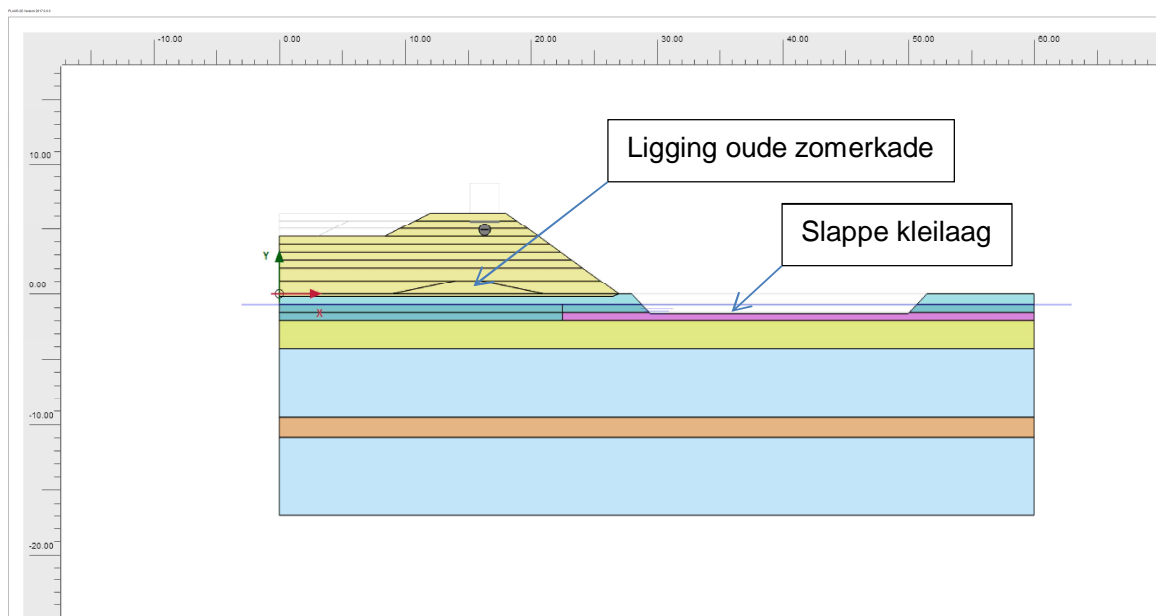


Figuur 2.9. Situatie bij proefname blauwe dijk

grondonderzoek [ref.2] echter niet direct argumentatie te vinden. Daarnaast doorsnijdt deze plek niet de taludlijn en is daarmee minder van belang voor de stabiliteit. Voor de predicties is hier verder dan ook geen rekening mee gehouden, mogelijk dat binnen de postdicties hier nog meer aandacht aan moet worden besteed.

Binnen de Plaxis predicties is getracht de invloed van de voorbelasting mee te nemen op de waargenomen zettingen en waterspanningen. Uit de diverse ondernomen pogingen blijkt dat om de geobserveerde zettingen volledig te verklaren meer moet worden gedaan dan alleen een verhoging van de grensspanning. Waarschijnlijk moeten ook aanpassingen worden gemaakt aan de laagscheidingen en de grondparameters. Besloten is deze aanpassingen niet te maken in dit stadium. Door meenemen van het gewicht van de oude zomerkade (door middel van een gedraineerde activatie en daarna deactivatie van de oude zomerkade) lijkt het model redelijk in staat de waterspanningen te benaderen, zie ook figuur Figuur 2.11. De zettingen worden hierbij dan wel overschat maar doordat meer zand wordt aangebracht (evenveel als bij blauwe dijk) zakt de kruin uiteindelijk wel naar de gewenste hoogte. Hierdoor is totaal wel meer zand aangebracht bij de groene dijk dan in werkelijkheid. De invloed van dit extra zand (0,4 m op ca. 6 m zand) wordt klein geacht.

Verder mag worden verwacht dat het voorbelaste deel van de ondergrond door de ophoging wordt belast tot voorbij de oude grensspanning. Deze verwachting wordt bevestigd door de zettingsmetingen. De (maagdelijke) zettingssnelheid is momenteel gelijk bij de groene en blauwe dijk. Verwacht mag dus ook worden dat de sterkte (in het normaal geconsolideerde gebied) goed worden beschreven door dezelfde materiaalmodellen en parameters als gehanteerd bij de blauwe dijk.



Figuur 2.11 Geschematiseerde ligging oude zomerdijk en slappe kleilaag i.r.t. groene dijk

2.8 Bovenbelastingen

De bovenbelasting op de kruin wordt aangebracht dmv vloeistof dichte containers, (L x B x H) = 7 x 2.35 x 2.3 m = 40 m³, welke geleidelijk worden gevuld met water.

De volgende uitgangspunten worden aangehouden voor de berekening:

- Eigen gewicht container = 4 ton = 40 kN, geeft ca. 2.5 kPa oppervlakte druk leeg
- Container kan worden gevuld met max 2.3 m water = 23 kPa
- De containers worden in lengte richting opgesteld parallel aan de wand
- In de EEM analyse wordt uitgegaan van totaal 23 kPa oppervlakte druk over 2.35 m breedte. Hierbij wordt iets minder belasting aangebracht dan mogelijk, dit is dan echter gedeeltelijk weer compensatie voor het feit dat in de berekening de kruin hoger ligt dan in werkelijkheid
- De containers worden zo dicht mogelijk bij de wand gepositioneerd om de belasting zo effectief mogelijk te laten zijn. De containers worden echter ook weer niet zo dicht bij geplaatst dat de containers mogelijk direct contact kunnen maken met de wand. Gekozen is voor 0.5 m afstand tot de wand.

3 Opzet basis EEM model voor blauwe dijk obv observational method

Het Plaxis basismodel is vergeleken met de beschikbare monitoring tot zover: zettingen, waterspanningen en horizontale deformaties.

3.1 Aandachtspunten basismodel

Opzetten van een model met consolidatie, SSC, updated mesh en 15 knoops lijkt niet te lukken. De fase met damwand activatie convergeert niet. Uit contact met Plaxis support blijkt dat de convergentie wordt verhinderd door o.a. de volgende zaken:

- Te grote relatieve error in de berekende buigende momenten van de damwandplank (samenhangend met initiële (pre) deformatie van de damwand);
- Overlappen van de stress points van de damwand door grote initiële kromming. Dit is mogelijk te voorkomen door een truc: vergroten van de EA van de damwandplank geeft een kleinere equivalente dikte en minder snel overlappen van de stress points. Een eerste poging met deze truc was echter ook niet succesvol.

Om zonder al te veel tijdsinspanning verder te kunnen met de DO analyses worden de volgende afwegingen gemaakt:

- Consolidatiefase: principekeus wordt gemaakt om alles in een consolidatie fase door te rekenen, hiermee kan het tijds/consolidatie effect het beste worden benaderd. De mate van consolidatie zal naar verwachting een grote invloed hebben op de sterkte van de ondergrond en daarmee op de proef. De mate van consolidatie bepaalt ook de hoeveelheid zetting en daarmee de hoogte van de dijk en de totale zanddikte.
- SSC: voordeel van het SSC model is dat de kruip wordt meegenomen en daarmee de zettingen beter kunnen worden benaderd. Hiermee komt de uiteindelijke hoogte van de kruin en de totale dikte van het zandpakket dicht bij de werkelijkheid. Echter een praktisch alternatief is het SS model. Geeft dus overall minder zetting, hiervoor dient het totale hoeveelheid opgebracht zand te worden gecompenseerd. SS model geeft ook aanzienlijk minder wateroverspanning. Hiervoor dienen de doorlatendheden te worden gecompenseerd.

- Updated mesh (en updated pore pressures): door hanteren van UM neemt het model aanpassingen in de geometrie mee (samendrukken slappe lagen en onder water zakken zand). Onrealistisch in het model is echter de initiële deformatie van het damwandscherm. In werkelijkheid wordt het scherm als een recht scherm geheid door de (reeds gedeformeerde) lagen. In het model is de positie van het damwandscherm voorgedefinieerd in de mesh en op het moment van activeren van het scherm dient de wand (spanningsloos) te worden vervormd om deze aan te brengen op de voorgedefinieerde (nu niet meer rechte) lijn. Deze initiële pre-deformatie zal bepaalde 2^{de} orde effecten geven, welke lastig zijn te kwantificeren. Het lijkt er sterk op dat deze initiële pre-deformatie het aanzienlijk lastiger maakt om het model te laten convergeren. Niettemin wordt het gebruik van UM noodzakelijk geacht voor deze berekeningen. Op andere punten moet dan dus concessies worden gedaan.
- 15 knoops elementen: de default setting is het gebruik van 15 knoops elementen. Deze elementen zijn nauwkeurig en geven in het algemeen betere resultaten. Echter de elementen zijn dus gevoeliger en vooral in combinatie met updated mesh kunnen de elementen ook sneller convergentie problemen geven. Het lijkt dat dit hier ook speelt. Het is hier dus een optie terug te vallen op de minder nauwkeurigere 6 knoops elementen, welke echter minder gevoelig zijn voor convergentie problemen. Mbv een mesh sensitivity analyses dient te worden afgewogen wat het verlies in nauwkeurigheid is.

Hier wordt dus de keuze gemaakt voor:

- Consolidatie fase (ipv plastic)
- SS (ipv SSC)
- UM+ (ipv geen UM)
- 6 knoops (ipv 15 knoops)

Er is als gevoeligheidsanalyse gekeken naar verschillen 6 knoops model geeft tov 15 knoops model. 6 knoop s,model geeft:

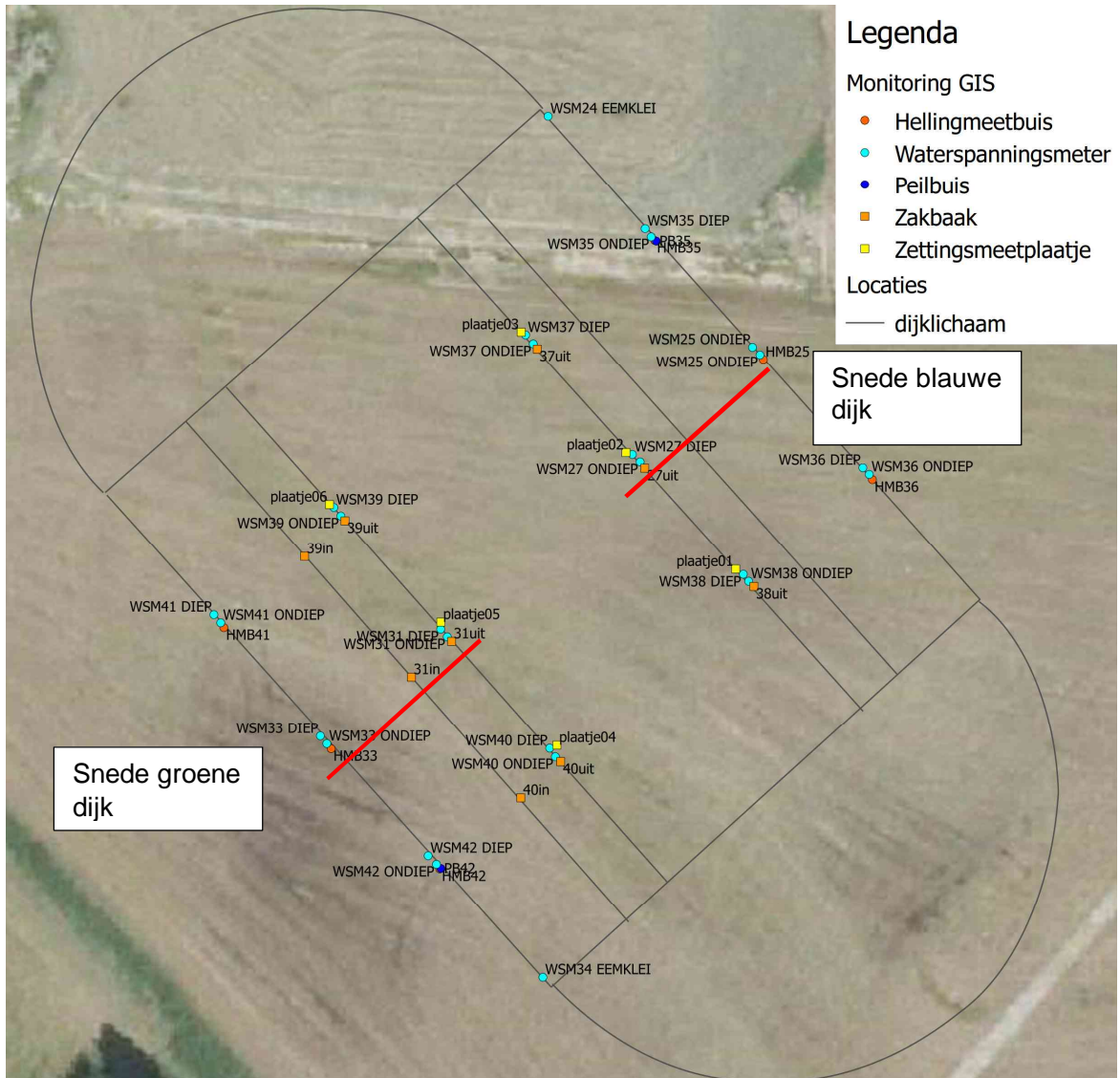
- Vrijwel gelijke waterspanningen in tijd
- iets stijver gedrag, lagere horizontale vervormingen van wand en dus ook wat lagere buigende momenten.

Overige opmerkingen:

- In de flow conditions mode dienen de interfaces (beneden NAP -3.5 m) te worden gedeactiveerd voor de consolidatie berekening zodat de waterspanningen ook “door de wand heen” kunnen stromen. In werkelijkheid is de wand immers gestaffeld en zal de consolidatie stroming niet (danwel beperkt) verhinderen.

3.2 Locaties monitoring

Uit het factual report aanleg [ref.8] volgt onderstaand figuur met de geplaatste monitoring i.r.t. de groene en blauwe dijk. In het factual report is ook in meer detail de monitoring beschreven.



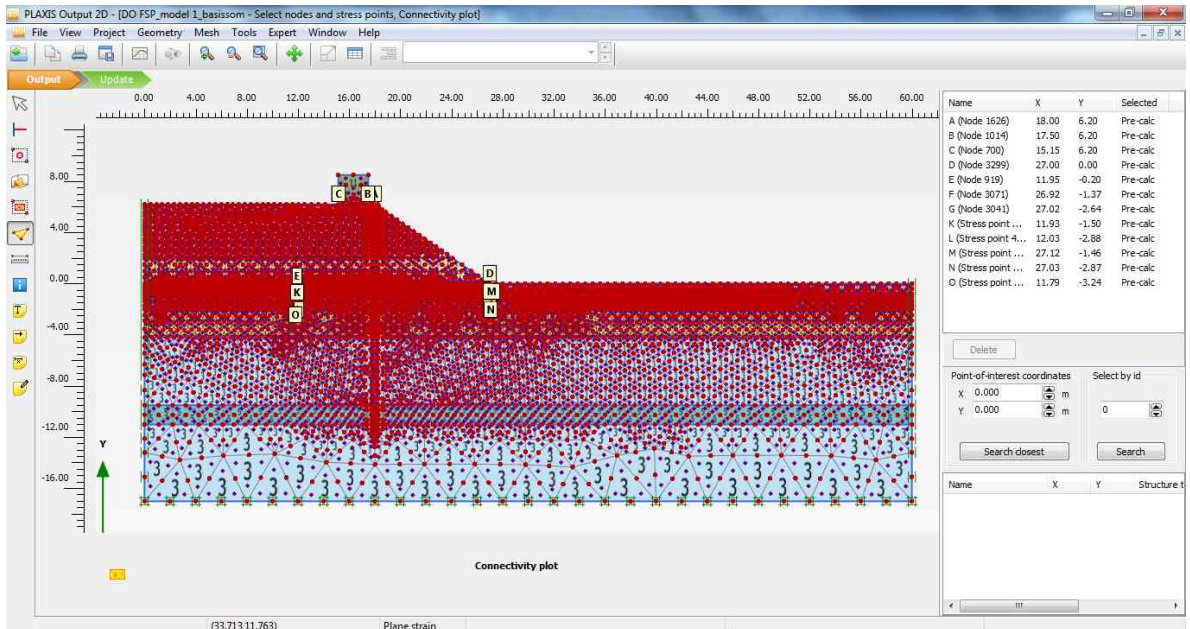
Figuur 3.1. Overzicht van de geplaatste monitoring rondom de blauwe en groene dijk. Geselecteerde sneden voor basismodel blauwe en groene dijk aangegeven in rood

Uit bovenstaand figuur volgt dat de waterspanningsmeters zijn geplaatst onder de kruinlijn naast het bassin. De waterspanningsmeters zijn op de volgende dieptes geïnstalleerd:

- Wsm27 ondiep NAP -1.5m
- Wsm27 diep NAP -3.3 m
- Wsm25 ondiep NAP -1.5 m
- Wsm25 diep NAP -3 m

Op deze locaties zijn ook de zettingsmeetplaatjes aangebracht. In de teen van de dijken zijn de andere waterspanningsmeters aangebracht als ook de hellingmeetbuizen.

Het basis model wordt eerst vergeleken met de beschikbare monitoring ter plaatse van het midden van de blauwe dijk (locatie 25 en 27). Hiervoor zijn in het Plaxis 2D model de onderstaande punten geselecteerd.



Figuur 3.2. Geselecteerde locaties in het Plaxis model tbv vergelijking met monitoring

- Punt A = top van damwand
- Punt E = locatie zettingsmeetplaatje
- Punt K = locatie waterspanningsmeter in klei laag onder kruin
- Punt O = locatie waterspanningsmeter in veen laag onder kruin
- Punt M = locatie waterspanningsmeter in klei laag onder teen
- Punt N = locatie waterspanningsmeter in veen laag onder teen

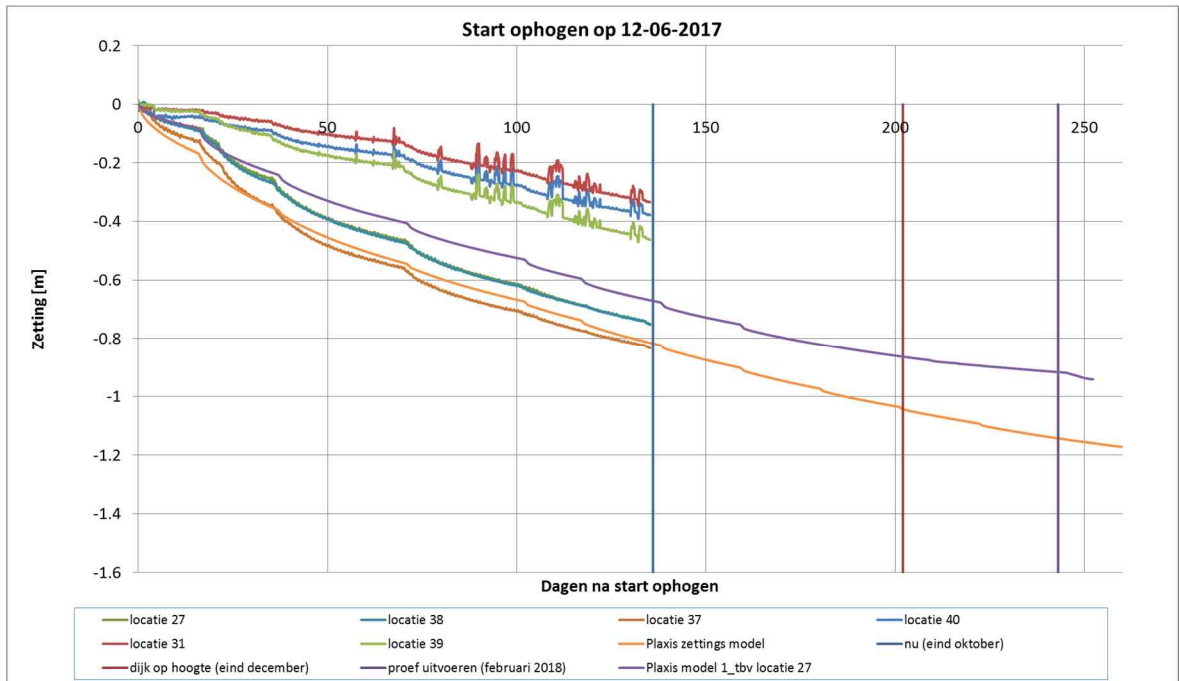
Voor het vergelijking met de hellingsmeetbuizen zijn geen punten geselecteerd deze worden handmatig uitgelezen op de gewenste tijdstippen.

3.3 Zettingen

Het Plaxis zettings model zoals beschreven in [ref.7] rekent met het SSC model waarin ook de kruip is meegenomen, hiermee kan de werkelijke zetting goed worden benaderd voor de blauwe dijk. In het basismodel is echter gebruik gemaakt van het SS model welke de kruip niet meeneemt. In het SS model treedt dan ook ca. 10 a 20 cm minder zetting op bij eind 2017. Zie ook Figuur 3.3.

In het SS model is wel de volledige bruto ophoging van ca. 6,2 m meegenomen (vanaf initieel mv van NAP 0 m) om een goed vergelijking met de waterspannings meters te kunnen maken. Dit betekent voor de kruinniveaus ten tijde van de proef echter het volgende:

- Bij start proef ligt het kruin niveau van de dijk in het Plaxis model op NAP 6,2 m – 0,9 m = NAP +5,3 m. Talud is hiermee 9 m (hor) / 5,3 m (vert) = 1:1.7
- In werkelijkheid ligt het kruin niveau van de dijk bij start proef op: NAP 5,3 m (afwerkniveau) – 0,2 m (verwachte zetting tot start proef) = ca. NAP +5,1 m. Talud is hiermee 9 m (hor) / 5,1 m (vert) = 1:1.8
- Dit betreft dus ca. $0,2 \cdot 17 \text{ kN/m}^2 = 3 \text{ kPa}$ in verschil aan bovenbelasting. Deze wordt gedeeltelijk gecompenseerd door in de Plaxis berekening het eigen gewicht van de containers niet mee te nemen. Het talud is in het model iets steiler dan in werkelijkheid. De verschillen worden acceptabel geacht.



Figuur 3.3. Vergelijk zettingsmetingen met het Plaxis zettingsmodel en het Plaxis basis model blauw

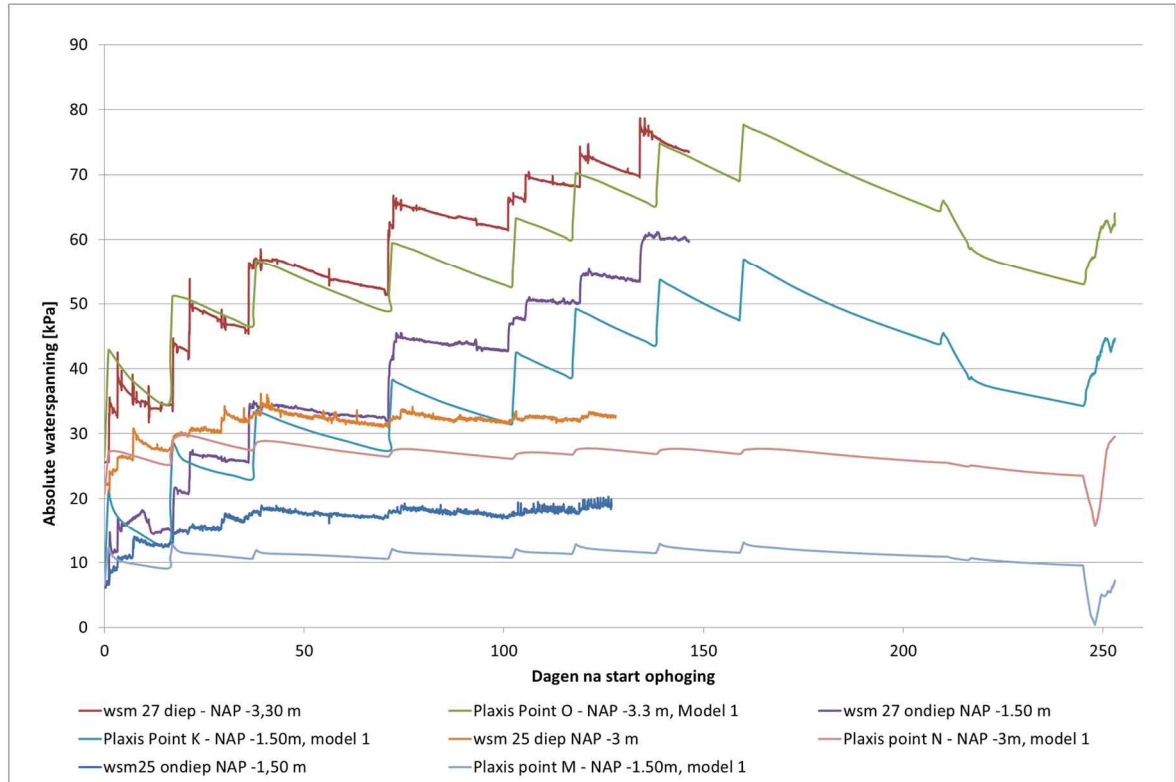
3.4 Waterspanningsmeters

In het basismodel is gekozen voor handhaven van de doorlatendheden zoals deze volgen uit het interpretatie rapport [ref.2]. Hiermee wordt een redelijke fit verkregen op de beschikbare waterspanningsmeters. Het beter fitten van alle waterspanningsmeters is een tijdrovend proces omdat deze afhankelijk zijn van meerdere variabelen. Merk op dat b.v. ook de zettingen invloed hebben op de waterspanningen. Door de verticale vervorming komen de waterspanningsmeters dieper te liggen en zullen dus hogere (hydrostatische) waterspanningen gaan geven. Daarbij kan het dat door de veranderende laagdiktes de consolidatie snelheden veranderen. Hierbij wordt opgemerkt dat de zettingen redelijk benaderd worden in het SS model maar niet exact worden gereproduceerd. Besloten is in deze predictie fase geen verdere optimalisatie door te voeren.

Verder is gebleken dat de K_{0nc} waarde grote invloed heeft op het consolidatie proces. Voor de relatief lage K_{0nc} waarden die volgen uit de interpretatieslag in [ref.3] reedt er relatief snel plasticiteit op in de grondlagen waardoor het consolidatie proces onrealistisch wordt versneld. De reden voor dit gedrag is nog onduidelijk en de vraag is uitgezet bij Plaxis support. Voor nu is gesteld dat dit gedrag onrealistisch is en daardoor is besloten om hier de K_{0nc} waarden terug te zetten op de default waarden ($= 1 - \sin(\phi)$). M.b.v. Soiltest is onderzocht wat de invloed is op de ongedraineerde sterkte. Geconcludeerd wordt dat de ongedraineerde sterkte tot ca. 10% lager wordt. Idealiter dient hier de sterkte (ϕ en c') weer op te worden aangepast, dit is hier niet meer gedaan. Aangenomen wordt dat deze spreiding valt binnen de hier gemaakte gevoeligheidsanalyse.

De overige parameters van de lagen zijn gehanteerd conform interpretatie EEM parameters [ref.3]

In onderstaand figuur zijn de waterspanningen volgend uit het Plaxis basis model geplot tegen de gemeten waterspanningen.



Figuur 3.4. Vergelijk waterspanningsmonitoring en Plaxis basis model blauw

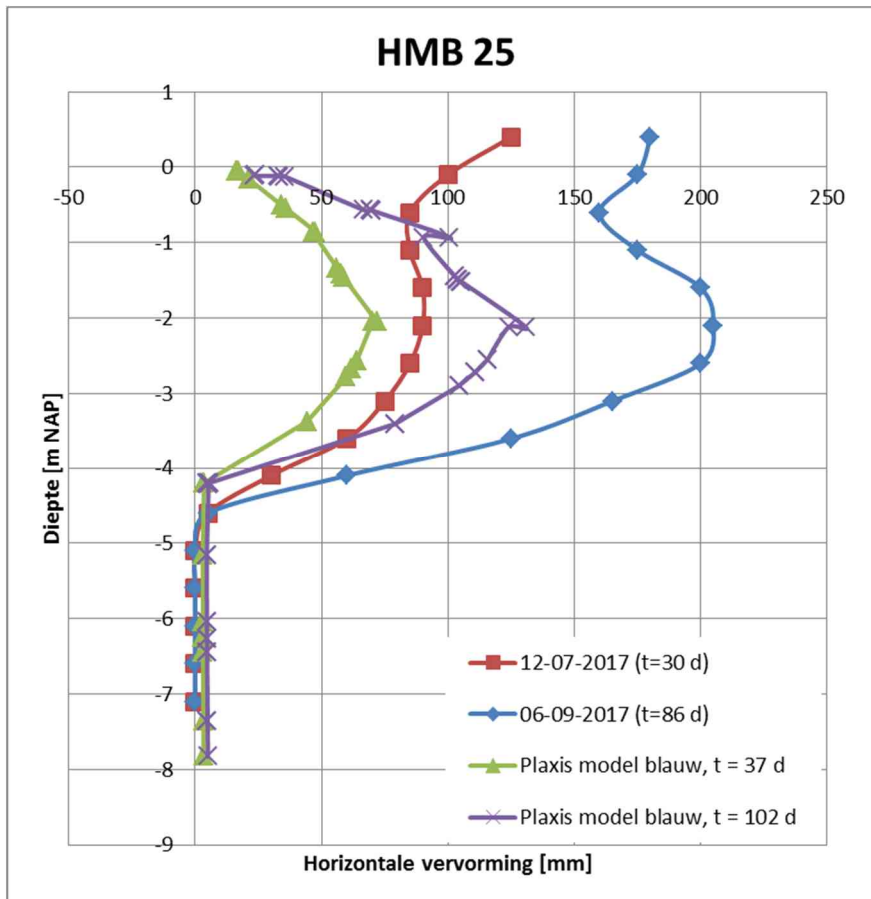
Noot:

Op Plaxis point O is een shift van 2 kPa toegepast om de initiële waarden van de waterspanning overeen te laten komen.

Geconcludeerd wordt dat er een redelijke fit is van de waterspanningen. Het lijkt dat het Plaxis basis model in alle gevallen enige onderschatting geeft van de waterspanningen (en dus enige overschatting van de grondsterkte) op het moment van start proef (t=245 dagen).

3.5 Hellingmeet buizen

Door de Fugro zijn de meetwaarden afgeleid t.o.v. bovenkant hellingmeetbuis, deze is ca. NAP +0.9 m. De meetwaarden zijn hier t.o.v. dit referentiepunt vertaald naar NAP waarden. In onderstaand figuur zijn de resultaten van hellingmeetbuis 25 getoond (teen midden blauwe dijk) voor twee verschillende momenten. Uit het Plaxis model zijn de horizontale verplaatsingen in de teen getoond voor de twee fasen welke het dichtst bij de twee werkelijke meet momenten liggen.



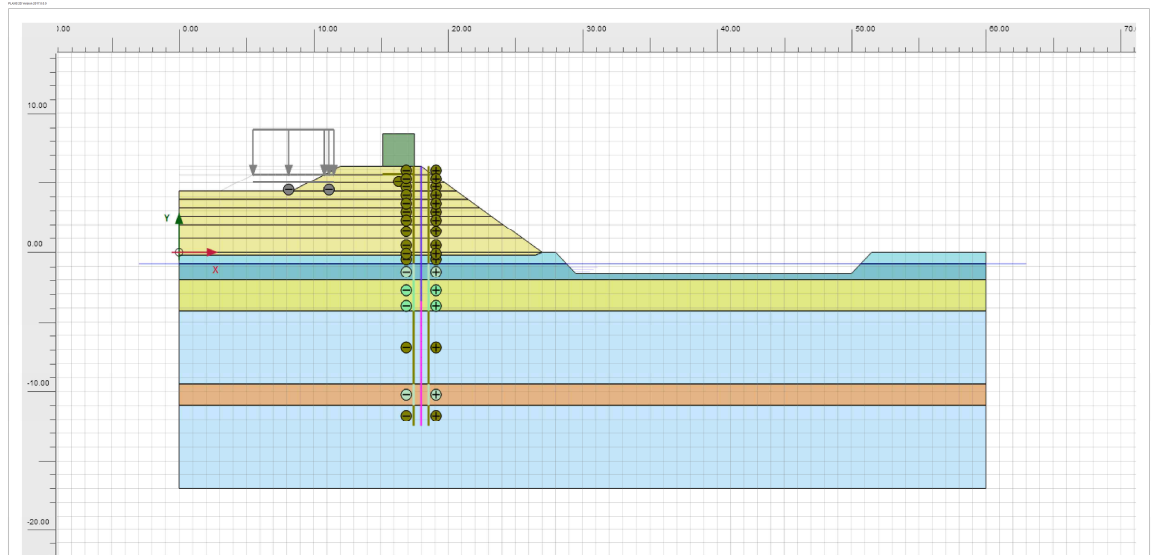
Figuur 3.5. Vergelijk van hellingsmeetbuizen en Plaxis basis model blauw

Op basis van Figuur 3.5 wordt geconcludeerd dat het basis model (met het SS model) achterblijft bij de gemeten horizontale vervormingen. Het is niet direct duidelijk wat hier de oorzaak voor is. Bekend is dat de kruip component niet is meegenomen. Bij toepassing van het SSC model zullen grotere horizontale vervormingen worden berekend. Mogelijk dat ook de stijfheid van de toplaag in het model wat te hoog is in geschat.

Voor nu wordt geconcludeerd dat de orde grootte van de horizontale vervorming (decimeter(s)) correct lijkt te worden weergegeven.

3.6 Overall conclusie basismodel blauwe dijk

Geconcludeerd wordt dat het basismodel een voldoende basis geeft voor de DO predicties van de blauwe dijk. In onderstaand figuur is het uiteindelijke basismodel gegeven voor de laatste belasting fase (aanbrengen bovenbelasting).



Figuur 3.6. Opzet basismodel blauwe dijk

4 Opzet basis EEN model voor groene dijk o.b.v. observational method

4.1 Aandachtspunten basismodel

Bij het opzetten van het basis (eindige elementen) model van de groene dijk spelen naar verwachting niet dezelfde problemen als bij het basis model voor de blauwe dijk (zie paragraaf 3.1). Niettemin is er hier voor gekozen om dezelfde opzet te hanteren als voor de blauwe dijk:

- Consolidatie fase (ipv plastic)
- SS (ipv SSC)
- UM+ (ipv geen UM)
- 6 knoops (ipv 15 knoops)

Deze keus is gemaakt omwille van de tijdsbesteding in deze fase (hergebruik van modellen) en om zo goed mogelijk vergelijk tussen beide modellen mogelijk te maken.

Voor het basis model van de groene dijk speelt verder dat de voorbelasting van de oude zomerkade dient te worden meegenomen. Deze voorbelasting is de verklaring voor de (t.o.v. de blauwe dijk) gemeten afwijkende hoeveelheid zetting en opbouw van wateroverspanningen. In het kort geldt:

- Ca. 30 a 40 cm minder zetting tpv groene dijk
- Ca. 10 kPa minder wateroverspanning in veenlaag tpv groene dijk
- Ca. 15 kPa minder wateroverspanning in kleilaag tpv groene dijk

Er is met het groene basis model getracht om bovenstaande monitoringsresultaten te benaderen. Geconcludeerd wordt dat met het simpelweg meenemen van de belastinggeschiedenis van de oude zomerkade (hogere overconsolidatie) de opgetreden zettingen en wateroverspanningen niet direct kunnen worden benaderd. Om de werkelijkheid beter te benaderen zal waarschijnlijk ook een aanpassing moeten worden gemaakt aan de ondergrond (laagscheidingen en/of grond parameters). Omwille van de beperkte tijd in dit stadium is er voor gekozen deze aanpassingen niet te maken. De resultaten van het model worden voor dit stadium niettemin voldoende nauwkeurig geacht.

4.2 Locaties monitoring

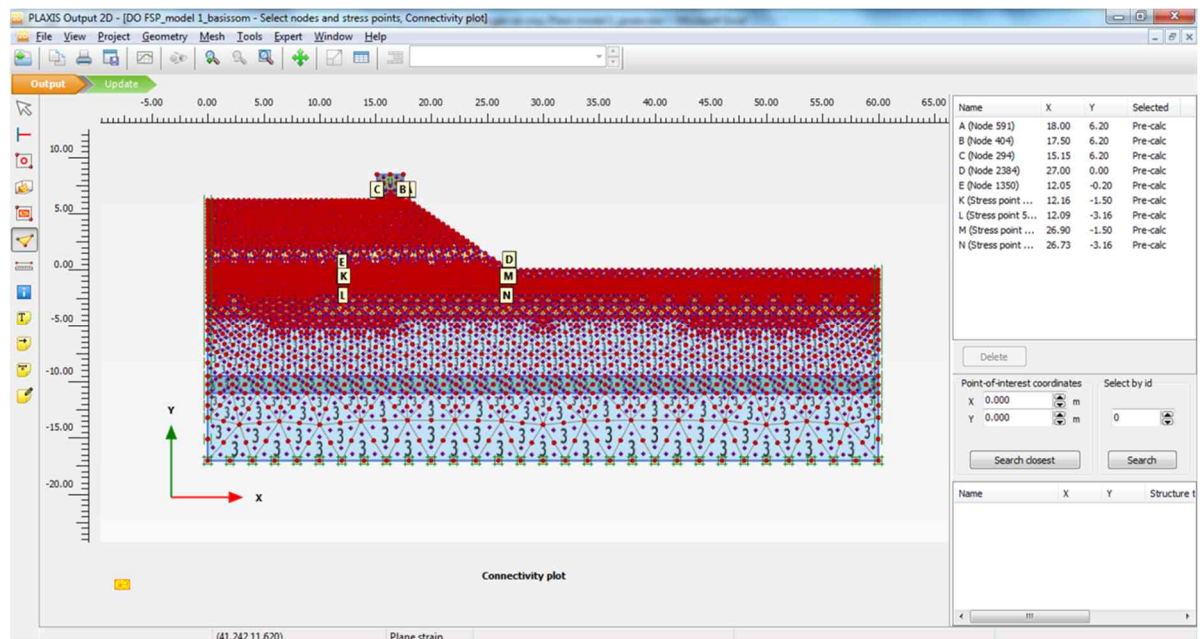
Uit het factual report aanleg [ref.8] volgt Figuur 3.1 met de geplaatste monitoring i.r.t. de groene en blauwe dijk. In het factual report is ook in meer detail de monitoring beschreven.

Uit Figuur 3.1 volgt dat de waterspanningsmeters zijn geplaatst onder de kruinlijn naast het bassin. De waterspanningsmeters zijn op de volgende dieptes geïnstalleerd:

- Wsm31 ondiep NAP -1.5m
- Wsm31 diep NAP -3 m
- Wsm33 ondiep NAP -1.5 m
- Wsm33 diep NAP -3 m

Op deze locaties zijn ook de zettingsmeetplaatjes aangebracht. In de teen van de dijken zijn de andere waterspanningsmeters aangebracht als ook de hellingmeetbuizen.

Het basis model wordt eerst vergeleken met de beschikbare monitoring ter plaatse van het midden van de blauwe dijk (locatie 31 en 33). Hiervoor zijn in het Plaxis 2D model de onderstaande punten geselecteerd.



Figuur 4.1. Geselecteerde locaties in het Plaxis model tbv vergelijking met monitoring

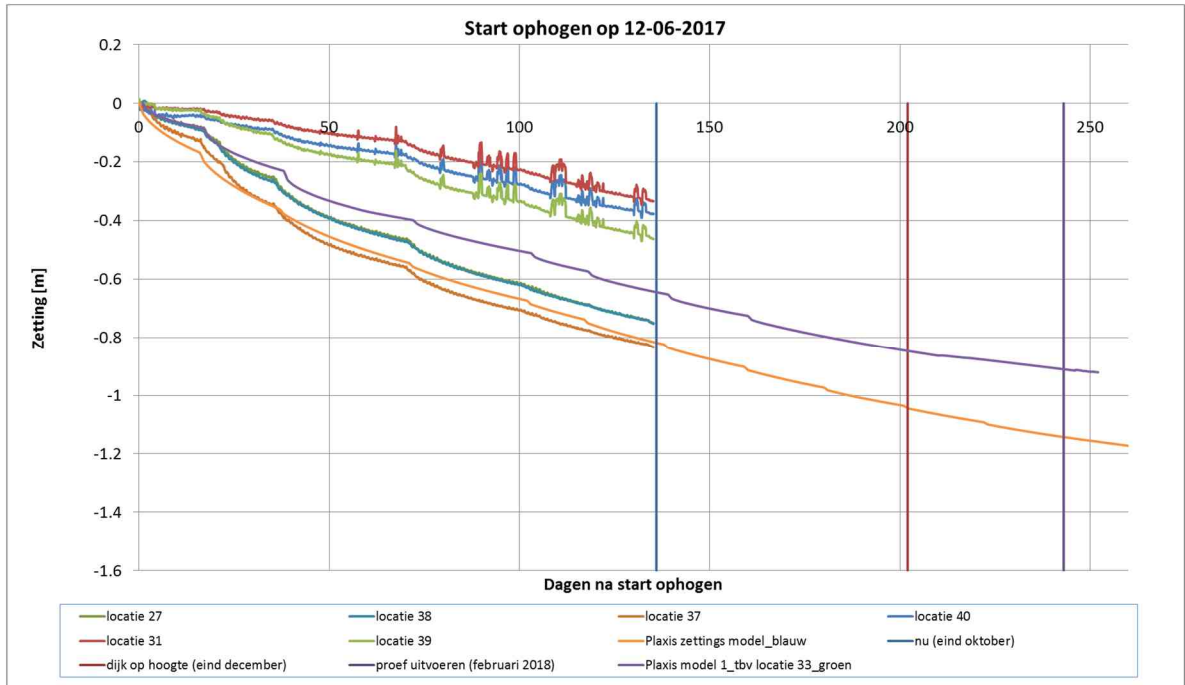
- Punt A = top van damwand
- Punt E = locatie zettingsmeetplaatje
- Punt K = locatie waterspanningsmeter in klei laag onder kruin
- Punt L = locatie waterspanningsmeter in veen laag onder kruin
- Punt M = locatie waterspanningsmeter in klei laag onder teen
- Punt N = locatie waterspanningsmeter in veen laag onder teen

Voor het vergelijking met de hellingsmeetbuizen zijn geen punten geselecteerd deze worden handmatig uitgelezen op de gewenste tijdstippen.

4.3 Zettingen

Het groene model geeft vrijwel net zoveel zetting als het blauwe model, zie Figuur 4.2. Het lijkt dat de extra voorbelasting van de oude zomerkaad (verhoogde overconsolidatie) niet veel effect heeft op de zettingen in het model. De samendrukking van de ondergrond (de afgenomen slappe laagdikte en verhoogde korrelspanningen) zijn niet verwerkt in dit model.

In het model treedt dus meer zetting op dan in de werkelijkheid, doordat echter ook meer zand wordt aangebracht komt de eindhoogte redelijk overeen met de werkelijkheid (totale zanddikte is dus wel iets meer).



Figuur 4.2. Vergelijk zettingsmetingen met het Plaxis zettingsmodel en het Plaxis basis model groen

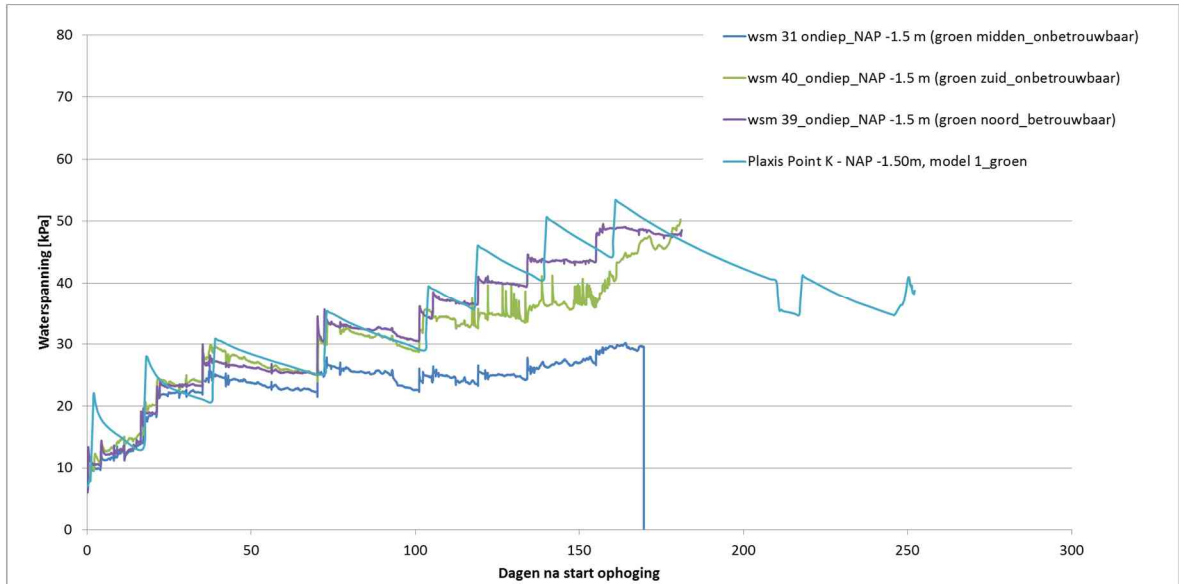
4.4 Waterspanningsmetingen

In het basismodel is gekozen voor handhaven van de doorlatendheden zoals deze volgen uit het interpretatie rapport [ref.2]. Hiermee wordt een redelijke fit verkregen op de beschikbare waterspanningsmeters. Het beter fitten van alle waterspanningsmeters is een tijdrovend proces omdat deze afhankelijk van meerdere variabelen. Besloten is in deze predictie fase geen verdere optimalisatie door te voeren.

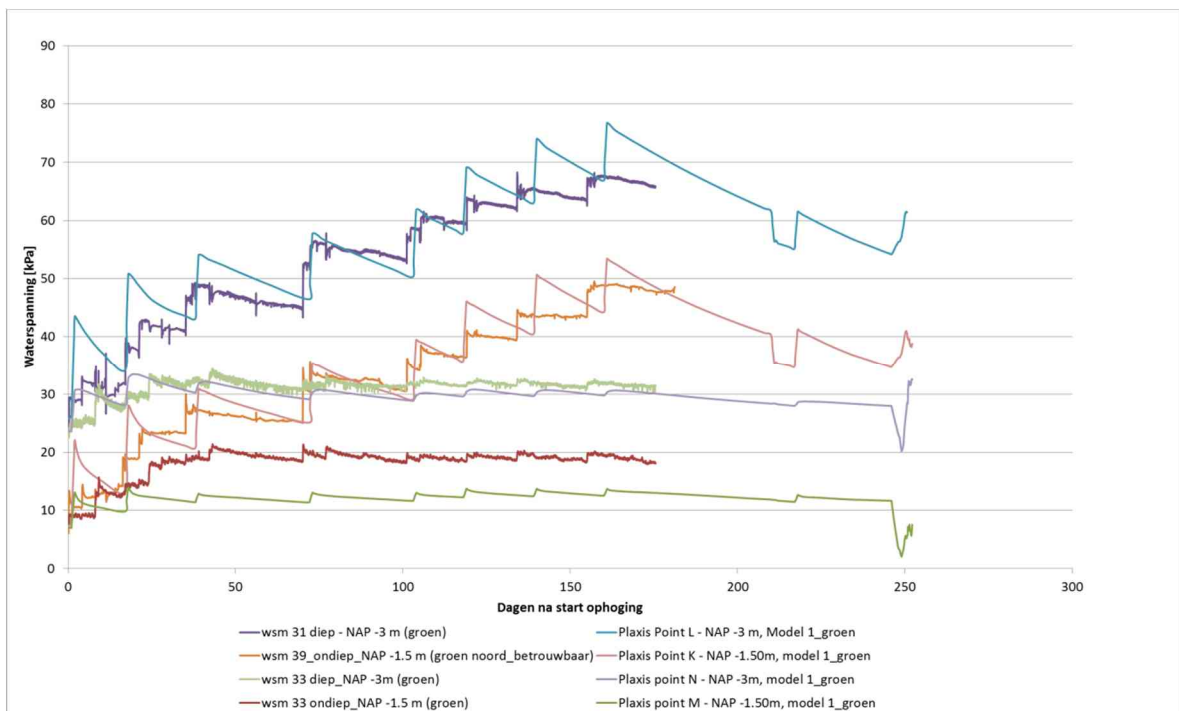
De resultaten van het Plaxis model zijn vergeleken met de beschikbare waterspanningsmeters 31 (ondiep en diep) en 33 (ondiep en diep). Bij het vergelijk valt op dat waterspanningsmeter 31 ondiep opmerkelijke resultaten geeft. Uit een beschouwing gemaakt in [ref.7] wordt geconcludeerd dat waterspanningsmeter 31 ondiep en 40 ondiep onbetrouwbare resultaten lijken te geven. Mogelijk zijn deze beïnvloed door de opgetreden verschil zettingen in dit gebied. Waterspanningsmeter 39 ondiep lijkt wel betrouwbare resultaten te leveren. Hier wordt dan ook het Plaxis basis model vergeleken met de resultaten van waterspanningsmeter 39 ondiep in plaats van 40 ondiep. Zie ook Figuur 4.3.

De overige waterspanningsmeters uit de betreffende snede (31 diep en 33 ondiep en diep) worden wel betrouwbaar geacht en zijn hier dus meegenomen in het vergelijk met het Plaxis model, zie ook Figuur 4.4.

Geconcludeerd wordt dat er een redelijke fit is van de waterspanningen. Het lijkt dat het Plaxis basis model in alle gevallen enige onderschatting geeft van de waterspanningen (en dus enige overschatting van de grondsterkte) op het moment van start proef (t = 245 dagen).



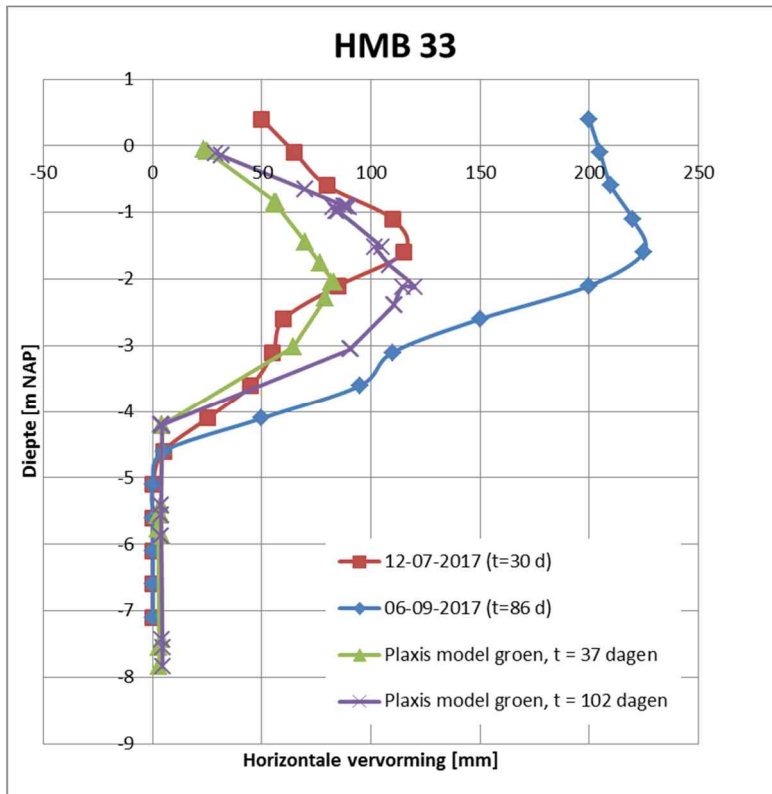
Figuur 4.3. Vergelijk van waterspanningsmeters 31, 39 en 40 ondiep



Figuur 4.4. Vergelijk waterspanningsmonitoring en Plaxis basis model groen

4.5 Hellingmeetbuizen

Door de Fugro zijn de meetwaarden afgeleid t.o.v. bovenkant hellingmeetbuis, deze is ca. NAP +0.9 m. De meetwaarden zijn hier t.o.v. dit referentiepunt vertaald naar NAP waarden. In onderstaand figuur zijn de resultaten van hellingmeetbuis 33 getoond (teen midden groene dijk) voor twee verschillende momenten. Uit het Plaxis model zijn de horizontale verplaatsingen in de teen getoond voor de twee fasen welke het dichtst bij de twee werkelijke meet momenten liggen.



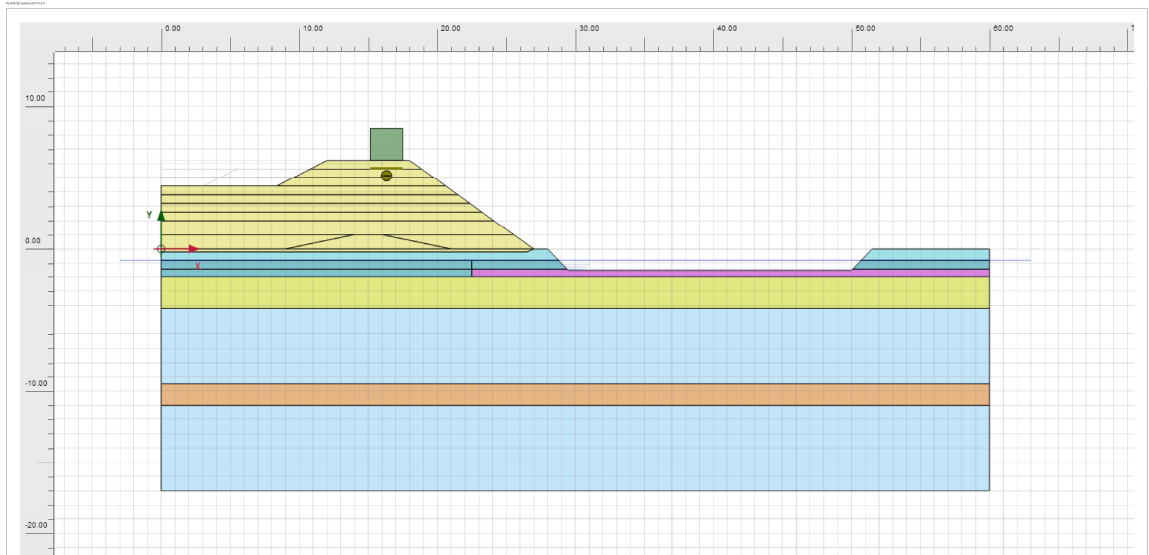
Figuur 4.5. Vergelijk van hellingsmeetbuizen en Plaxis basis model groen

Op basis van Figuur 4.5 wordt geconcludeerd dat het basis model (met het SS model) achterblijft bij de gemeten horizontale vervormingen. Het is niet direct duidelijk wat hier de oorzaak voor is. Bekend is dat de kruip component niet is meegenomen. Bij toepassing van het SSC model zullen grotere horizontale vervormingen worden berekend. Mogelijk dat ook de stijfheid van de toplaag in het model wat te hoog is in geschat.

Voor nu wordt geconcludeerd dat de orde grootte van de horizontale vervorming (decimeter(s)) correct lijkt te worden weergegeven.

4.6 Overall conclusie basismodel groene dijk

Geconcludeerd wordt dat het basismodel een voldoende basis geeft voor de DO predicties van de groene dijk. In onderstaand figuur is het uiteindelijke basismodel gegeven voor de laatste belasting fase (aanbrengen bovenbelasting).



Figuur 4.6. Opzet basis model voor groene dijk

5 Predicties blauwe dijk

5.1 Doel

In de predicties wordt afgetast of naar verwachting:

- de blauwe dijk tot voldoende grote (plastische) vervormingen kan worden gebracht. Aangenomen wordt dat dit punt is bereikt als de damwand een volledig plastisch scharnier heeft ontwikkeld.
- De blauwe dijk niet onverwacht snel tot bezwijken zou kunnen komen waardoor een onveilige situatie zou kunnen ontstaan.

In hoofdstuk 3 is aangegeven hoe het basis model voor de blauwe dijk is opgezet. In dit model zijn verwachtingswaarden gebruikt voor alle variabelen. Dit model zou dus ook de beste benadering van de werkelijkheid moeten geven. Hierna wordt aangegeven welke variabelen worden gevarieerd om tot meer inzicht te komen in de bandbreedte van de verwachte vervormingen en krachtswerking.

5.2 Gevoeligheidsanalyses

Om tijdens de proef gesteld te staan voor mogelijke afwijkingen dient een bovengrens en ondergrens benadering te worden gemaakt. In onderstaande tabel worden alle relevante variabelen behandeld en wordt aangegeven of deze wel of niet wordt gevarieerd en waarom. Hierbij dient in gedachten te worden gehouden dat deze predicties vooral dienen als stuur informatie voor de proef en nog niet direct om een zo goed mogelijk begrip op te doen van de werkelijkheid.

variabele	Variëren?	Toelichting
Laagopbouw	nee	Er is uitgebreid grondonderzoek beschikbaar, de variaties zijn relatief klein
Sterkte per laag	ja	Relatief grote variatie tussen piek en eindsterkte. Op basis van de labresultaten kan een bovengrens en ondergrens set worden bepaald.
Stijfheid per laag	Nee	Er is een onzekerheid in de stijfheid, echter bij grote (plastische) vervormingen wordt verwacht dat de overall stijfheid wordt gedomineerd door de sterkte
Doorlatendheid per laag	Nee	Er is altijd een grote onzekerheid in doorlatendheid. Door de beschikbaarheid van de monitoring is deze reeds aanzienlijk verkleind. Daarbij heeft de resterende onzekerheid vooral invloed op de te mobiliseren sterkte (welke al wordt gevarieerd). Doorlatendheid wordt hier niet verder gevarieerd.
Geometrie dijk en aan te brengen belastingen	Nee	Wordt gecontroleerd aangebracht
Aan te brengen belasting	nee	Wordt gecontroleerd aangebracht
Sterkte damwand scherm	ja	De sterkte van de damwand is niet exact bekend. Het is onduidelijk of mogelijk "local buckling" een rol kan spelen. In de berekeningen

		wordt Mel en Mpl gehanteerd.
Positie damwand irt insteek talud	ja	De exacte positie van de damwand moet nog worden bepaald. Bij voorkeur is de afstand tot insteek talud zo klein mogelijk, echter uitvoeringstechnisch is enige afstand wel gewenst.
Materiaal model	ja	Het gehanteerde materiaal model is van belang op de sterkte en stijfheid in de berekening. Gerekend wordt met het Soft Soil model in de basissom. Als variatie wordt gerekend met het SHANSEP MC en SHANSEP NGI ADP model.

Tabel 5.1. Op te nemen variabelen in gevoeligheidsanalyse

5.3 Predicties

Uitgangspunt is dat in de fasering per stap alle beschikbare middelen worden ingezet:

- 1.5 m ontgraven in passieve wig
- 1.5 m waterstand verlagen in passieve wig
- 4 m waterstand verhogen in kern
- 1.5 m waterstand verhogen in talud
- 23 kPa bovenbelasting op kruin

Voor het basismodel geldt verder:

- De gedraineerde sterkteparameters van de grond (ϕ' en c') zijn gefit op basis van de verwachtingswaarden van de ongedraineerde sterkte (s_u), zie [ref.2]. Geconstateerd is echter dat de hierbij gehanteerde K_{0nc} waarden tot onrealistisch gedrag leiden in de consolidatie van de ondergrond. Voor nu is onduidelijk wat hier precies speelt, de vraag is ook neergelegd bij Plaxis support. Als oplossing is hier gekozen om de default setting te hanteren van de K_{0nc} : $1 - \sin(\phi)$. Hierdoor zijn de problemen met onrealistische consolidatie opgelost echter de gerealiseerde ongedraineerde sterkte zal iets lager zijn dan de verwachtingswaarde (ca. 10%).
- De damwand is als een elastische ligger gemodelleerd (oneindig sterk)
- De damwand wordt direct in de insteek van het talud geplaatst (bij kruin op eindhoogte)
- Toegepast zijn 6 knoops elementen. Deze elementen geven een iets stijver en sterker gedrag van de grond dan de werkelijkheid.
- De wateroverspanningen in het model zijn ten tijde van de proeffase iets lager dan de werkelijkheid. De grond zal dus iets stijver en sterkte reageren dan in de werkelijkheid.
- Doordat de zettingen in dit model worden onderschat zal de kruinhoogte uiteindelijk iets hoger zijn (en talud iets steiler) dan de werkelijkheid. Hierdoor zal de belasting dus iets hoger zijn dan in werkelijkheid.
- Merk verder op dat de tussenplanken worden geïnstalleerd tot NAP -3.2 m, echter door de opgetreden vervormingen in het Plaxis model en het gebruik van updated mesh is deze overgang verschoven naar ca. NAP -3.7 m in het model.
- In het model treden naar verwachting kleine 2^e orde effecten op in de buigende momenten in de damwand. Deze tweede orde effecten komen uit voort de initiële uitbuiging van de damwand (t.g.v. updated mesh) op het moment van activeren. Deze tweede orde effecten zijn niet realistisch. De initiële uitbuiging (bij activeren damwand) is orde 10 cm, de axiale kracht in de damwand is in de orde van max 100 kN/m, het effect wordt dus afgeschat op max. 10 kNm/m.
- In het model is gebruik gemaakt van een zogenaamde "opt file" om de tolerated nr of inaccurate interface points te verhogen. Deze inaccurate number of interface points

hebben een negatieve invloed op de convergentie snelheid van het model. Door deze te verhogen kan sneller worden gerekend. Er is als controle een gevoeligheidsanalyse gemaakt voor 1 berekening. De invloed van deze aanpassing lijkt klein te zijn.

- De interface waarde R_{inter} is aangehouden op 0,8 voor alle lagen, dit is een gangbare waarde. Als gevoeligheidsanalyse is voor het basismodel gerekend met de maximale waarde van 1. Het effect is relatief beperkt (orde 10% afname buigend moment).

Model	Opmerkingen (aanpassingen tov basissom)	U_x [m] (kop damwand) bij 20 kPa bovenbelasting	Abs(Mmax) [kNm/m] bij 20 kPa bovenbelasting	N_{max} [kN/m] bij 20 kPa bovenbelasting
1	basissom	1.65	NAP -3.5 m = 247	74
2	Sterkte grond hoog	0.30	NAP -4.2 m = 88	28
3	Sterkte grond laag	2.20	NAP -3.7 m = 325	
4	Damwand sterkte hoog $M_{pl} = 1.21 \cdot M_{el} = 141$ kNm/m	> 2.30	NAP -3 m = 163 NAP -3.7 m = 141	95
5	Damwand sterkte laag $M_{pl} = M_{el} = 117$ kNm/m	Niet verder beschouwd		
6	Damwand 0,5 m verder vanaf insteek talud plaatsen.	1.40	NAP -3.2 m = 206 NAP -3.7 m = 202	61
7	SHANSEP MC	0.80	NAP -3.2 m = 131 NAP -3.7 m = 125	
8	SHANSEP NGI-ADP	1.10	NAP -3.4 m = 172 NAP -3.8 m = 167	

Tabel 5.2. Resultaten van de gevoeligheidsanalyse

Hieronder wordt waar relevant een toelichting gegeven bij de diverse berekeningen.

Ad.1

Basissom gefit op monitoring.

Ad. 2

Bovengrens sterkte toegepast voor de relevante lagen in het verwachte afschuifvlak: toplaag, klei, veen, ophoogzand:

- Ophoogzand: $c = 1$ en $\phi = 40$ gr en $\psi = 10$ gr
- Toplaag en klei: $c = 9$ en $\phi = 40$ gr
- Veen: $c = 8$ en $\phi = 45$ gr

Check gemaakt in output op gemobiliseerde sterkte in laatste fase:

- stresspoint in veenlaag (Plastic point) onder talud
 - $\sigma'_1 = 47$
 - $\tau_{mob} = 23$
 - Orde klopt met shansep lijn.
- stresspoint in kleilaag (Plastic point) onder talud
 - $\sigma'_1 = 52$
 - $\tau_{mob} = 25$

- Orde klopt met shansep lijn.

Check gemaakt op waterspanningen in klei en veenlaag, deze zijn gelijk aan basis model. OK

Ad. 3

Ondergrens sterkte toegepast voor de relevante lagen in het verwachte afschuifvlak: top laag, klei, veenlaag, ophoogzand:

- Ophoogzand: $c = 1$ en $\phi = 30$ gr en $\psi = 0$ gr
- Toplaag en klei: $c = 4$ en $\phi = 25$ gr
- Veen: $c = 3$ en $\phi = 38$ gr

Check gemaakt in output op gemobiliseerde sterkte in laatste fase:

- stresspoint in veenlaag (Plastic point) onder talud
 - $\sigma'_1 = 56$
 - $\tau_{mob} = 23$
 - Orde klopt met shansep lijn.
- stresspoint in kleilaag (Plastic point) onder talud
 - $\sigma'_1 = 59$
 - $\tau_{mob} = 20$
 - Orde klopt met shansep lijn.

Check gemaakt op waterspanningen in klei en veenlaag, deze zijn gelijk aan basis model. OK

Ad. 4

Damwand gemodelleerd als elasto-plastisch element: M_{pl} ingevoerd als 141 kNm/m in combinatie met $N_{pl} = 2010$ kN/m.

Geconcludeerd wordt dat het model reageert zoals verwacht. Doordat de damwand plastisch wordt nemen de vervormingen sterk toe. Het plastisch moment blijft gehanteerd op de ingevoerde maximale plastische waarde.

Ad. 5

Naar aanleiding van de ervaring met model 4 is deze situatie niet verder beschouwd.

Ad.6

Model gelijk aan basis model maar damwand 0.5 m naar het bassin geplaatst (totaal dus 0,5 m vanaf insteek talud).

Ad.7

SHANSEP MC model gebruikt. Grote voordeel dat de ongedraineerde sterkte direct kan worden ingevoerd, geen onzekerheid meer hoe deze nu uit de som komt.

Nadeel is dat geen consolidatie berekening meer mogelijk is doordat de doorlatendheid in dit model niet geheel realistisch meer is. Gevolg lijkt ook te zijn dat er onrealistisch grote vervormingen worden berekend bij opdrijven. Dit heeft invloed op berekening: het blijkt dat bij meer ontwatering kleinere vervormingen worden berekend en dus kleinere krachten van de damwand. Dit is onrealistisch. E.e.a. hangt mogelijk samen met feit dat door de grote heave de geometrie in de updated mesh een te grote rol begint te spelen. Bij wel ontgraven maar niet ontwateren wordt het maximaal buigend moment gevonden.

Vraag is hoe realistisch deze analyse is.

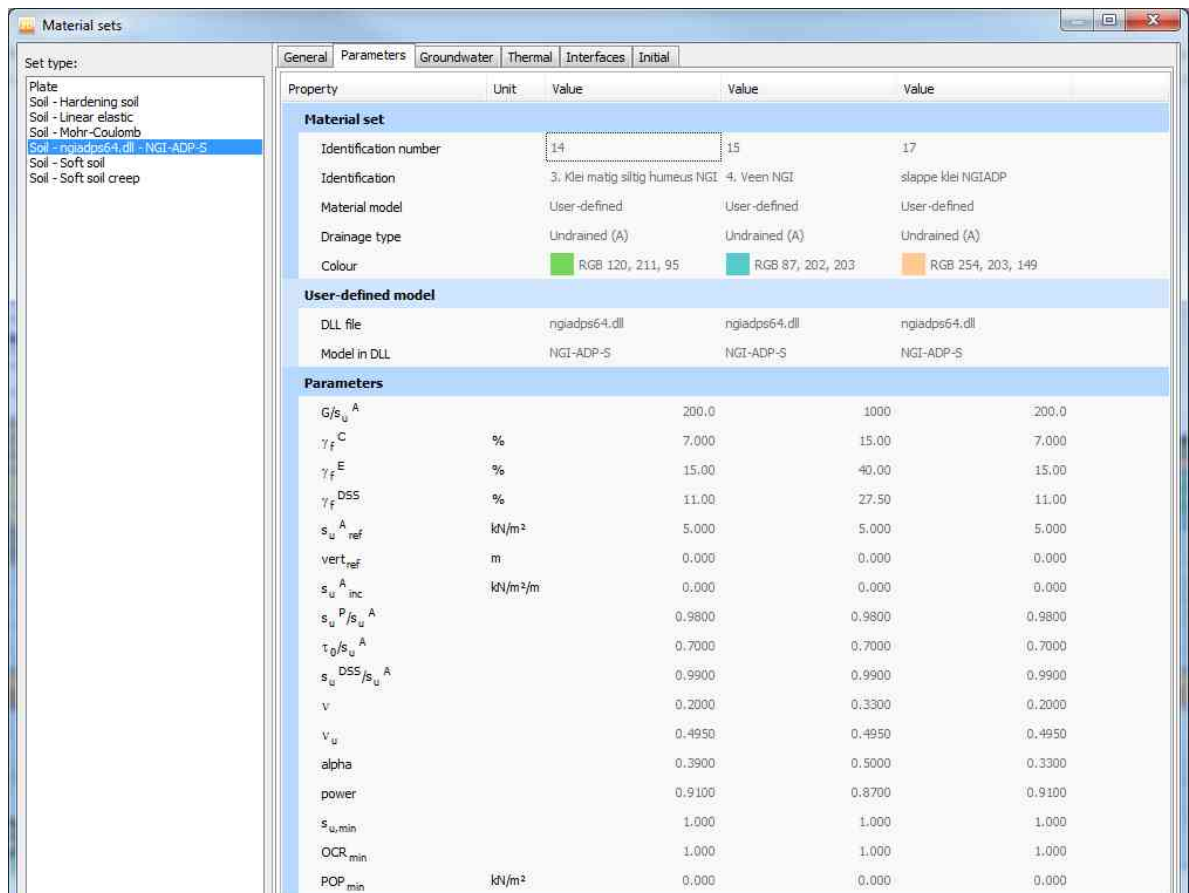
Noot: bij deze aanpak kan worden gevarieerd met (her)activering van het Shansep model:

- Of alleen in de fase waar de materiaal switch wordt gemaakt
- Of in de fase met de materiaal switch en in elke navolgende fase

Model is gerelateerd aan σ'_1 , bij toename van σ'_1 is de gedachte dat sterkte ook toeneemt. Bij bv een consolidatie berekening is dit evident en dient dus ook in elke fase de sterkte opnieuw te worden geïnitieerd. In dit geval voor een volledig ongedraineerde berekening zonder consolidatie wordt waargenomen dat σ'_1 toch toeneemt in een zone voor de damwand. Dit komt waarschijnlijk door het DSS gedrag; dus door opleggen van een afschuifvervorming (bij gelijkblijvend volume). Het is onduidelijk of hierdoor ook in werkelijkheid de sterkte toeneemt. Er is een berekening gemaakt met en zonder update van de ongedraineerde sterkte in de diverse belasting fasen. De verschillen in vervorming en krachswerking van de wand lijken klein.

Ad. 8

Er is ook een indicatieve berekening gemaakt met het Shansep ngi-adp model. Hierbij zijn de model parameters geschat op basis van engineering judgement aan de hand van de beschikbare lab testen.



Property	Unit	Value	Value	Value
Material set				
Identification number		14	15	17
Identification		3. Klei matig siltig humeus NGI	4. Veen NGI	slappe klei NGIADP
Material model		User-defined	User-defined	User-defined
Drainage type		Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour		RGB 120, 211, 95	RGB 87, 202, 203	RGB 254, 203, 149
User-defined model				
DLL file		ngiadps64.dll	ngiadps64.dll	ngiadps64.dll
Model in DLL		NGI-ADP-S	NGI-ADP-S	NGI-ADP-S
Parameters				
G/e_u^A		200,0	1000	200,0
γ_f^C	%	7,000	15,00	7,000
γ_f^E	%	15,00	40,00	15,00
γ_f^{DSS}	%	11,00	27,50	11,00
$s_u^A_{ref}$	kN/m ²	5,000	5,000	5,000
$vert_{ref}$	m	0,000	0,000	0,000
$s_u^A_{inc}$	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000
s_u^P/s_u^A		0,9800	0,9800	0,9800
τ_0/s_u^A		0,7000	0,7000	0,7000
s_u^{DSS}/s_u^A		0,9900	0,9900	0,9900
v		0,2000	0,3300	0,2000
v_u		0,4950	0,4950	0,4950
alpha		0,3900	0,5000	0,3300
power		0,9100	0,8700	0,9100
$s_{u,min}$		1,000	1,000	1,000
OCR _{min}		1,000	1,000	1,000
POP _{min}	kN/m ²	0,000	0,000	0,000

Tabel 5.3. Gehanteerde parameters voor het Shansep NGI-ADP model

Dit model wordt geacht een realistischer beeld te geven van de benodigde hoeveelheid rek om de schuifsterkte te mobiliseren. Het overall gedrag is daardoor minder stijf dan bij het elasto-

perfect plastische Shansep MC model. De overall sterkte zou nu wel gelijkwaardig moeten zijn aan het Shansep MC model omdat in het Shansep ngi adp model geen onderscheid is gemaakt in de sterkte tussen active, DSS en passieve spanningspaden.

Noot: merk op dat het in dit model wel gelukt is om de waterstand te verlagen, mogelijk dat dit bijdraagt aan verschil in buigend moment t.o.v. het Shansep MC model.

5.4 Maatregelen bij bovengrens sterkte

Uit voorgaande paragraaf blijkt dat naar verwachting de dijk tot voldoende grote plastische vervormingen moet kunnen worden gebracht. Ook blijkt dat er een kans is dat dit niet lukt. Hier wordt verkend wat de impact is van enkele maatregelen die nog getroffen kunnen worden om de kans op voldoende grote vervormingen te maximaliseren:

- Damwand 0,5 m richting talud verplaatsen (damwand staat hiermee "in het talud")
- Kruin ophogen tot NAP +5,5 m voorafgaand proef
- Tot NAP +4,5 m verzadigen in kern
- 10 kPa extra bovenbelasting aanbrengen (totaal 30 kPa belasting)

Al deze opties worden uitgevoerd op de ondergrens berekening uit de vorige paragraaf (model 2). De resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Model	Opmerkingen (aanpassingen tov basissom)	Ux [m] (kop damwand) bij max bovenbelasting	Abs(Mmax) [kNm/m] bij max bovenbelasting	Nmax [kN/m] bij max bovenbelasting
2	Sterkte grond hoog (basis som)	0.30	NAP -4.2 m = 88	28
2b	Damwand 0,5 m richting talud	0.40	NAP -4.2 m = 104	
2c	Kruin ophogen tot NAP +5,5 m	0.37	NAP -4.2 m = 97	
2d	Tot NAP +4,5 m verzadigen	0.50	NAP -4.2 m = 118	
2e	Tot 30 kPa bovenbelasting	0.35	NAP -4.2 m = 93	
2f	Alle maatregelen gecombineerd	0.70	NAP -4.2 m = 150	

Tabel 5.4. Resultaten van de gevoeligheidsanalyse

Uit de gevoeligheidsanalyse wordt geconcludeerd dat bij inzetten van alle opties de verwachting is dat een $M_{pl} = 141$ kNm/m (bovengrens sterkte van triple GU8N) moet kunnen worden gehaald. Ook wordt geconcludeerd dat het effect van 10 kPa extra bovenbelasting relatief beperkt is in verhouding tot de verwachte extra kosten en effort.

5.5 Conclusies

Uit de predicties voor de blauwe dijk worden de volgende conclusies getrokken:

- Verwacht wordt dat de blauwe dijk tot voldoende grote plastische vervormingen kan worden gebracht.
- Op basis van de ondergrens van de sterkte (dus het snelst bezwijken) lijkt het niet de verwachting dat dijk bezwijkt bij ontgraven en ontwateren van de passieve wig. Echter

uitgesloten kan het niet worden op basis van de gemaakte predicties, geadviseerd wordt daarom om de situatie tijdens ontgraven goed te blijven monitoren en waar nodig in te grijpen.

- Uit een analyse met de verwachte bovengrens van de sterkte (dus het minst snel bezwijken) blijkt dat er ook een mogelijkheid is dat het niet lukt om de dijk tot voldoende grote plastische vervormingen te brengen. Omze de kans verder te minimaliseren lijkt het zinvol om:
 - De damwand zover mogelijk in het talud te plaatsen, op ca. 0.5 m vanaf insteek talud op het moment van plaatsen (dus in voorlaatste ophoogslag)
 - Afwegen om de kruin van de blauwe dijk nog wat verder te verhogen in laatste ophoogslag tot NAP +5,5 m
 - De bekleding van het bassin zo in te richten dat deze kan worden overtopt om de kern van de blauwe dijk boven de NAP +4 m te kunnen verzadigen.
 - Uitgaan van inzetten van de maximale beschikbare middelen in de eerste belasting stappen (ontgraven en ontwateren)
- Verder wordt geconcludeerd dat het model erg gevoelig is voor de exacte combinatie van parameters, de exacte mate van consolidatie en het te hanteren materiaal model. Relatief kleine wijzigingen kunnen grote effecten geven in resultaten. Voorgaande geeft hiermee de nut en noodzaak aan van een dergelijke grootschalige proef.

5.6 Stuurinformatie

Ten behoeve van de proefuitvoering is het gewenst enkele tijd-vervormingslijnen te geven waarmee het verloop van de proeven kan worden gemonitord en waar nodig (bij)gestuurd. Hier is gekozen om voor de modellen 1, 2, 3 en 8 een vergelijk te maken en de tijd-vervormingslijnen van de kop van de damwand te geven.

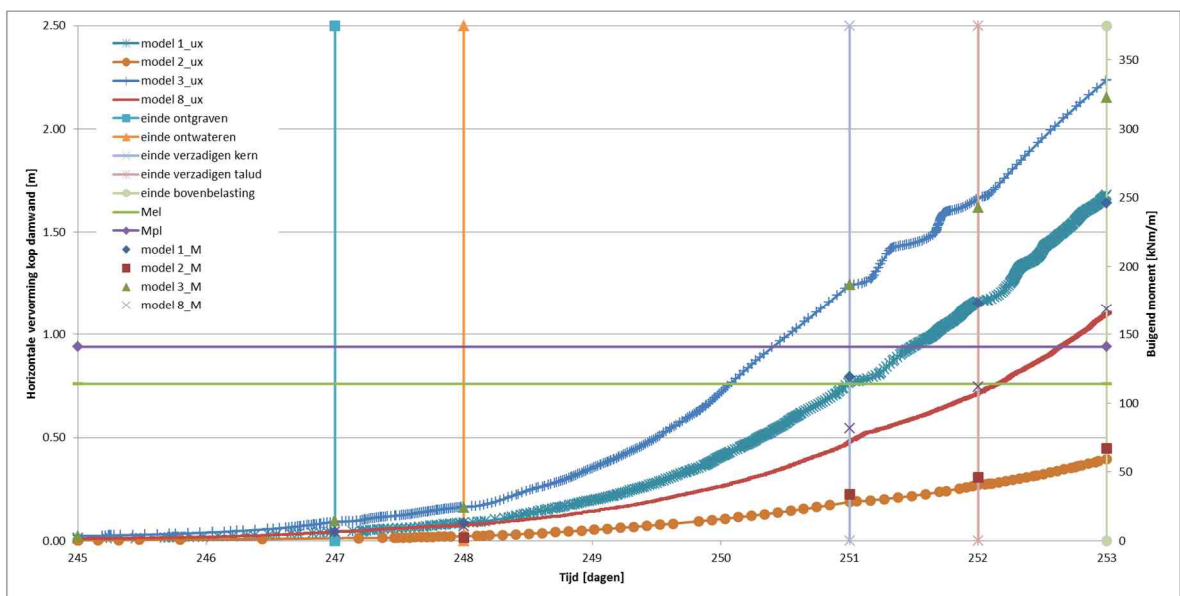
In onderstaande tabellen is nogmaals samengevat wat de verwachting is qua sterkte, stijfheid en mate van consolidatie van de modellen 1,2,3 en 8.

model	Opmerking	sterkte	stijfheid	Mate van consolidatie (wateroverspanningen)
Model 1	Basismodel	iets onder verwachtingswaarde	Verwachtingswaarde	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde
Model 2	Bovengrens sterkte	Schatting bovengrens	Verwachtingswaarde	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde
Model 3	Ondergrens sterkte	Schatting ondergrens	Verwachtingswaarde	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde
Model 8	Basismodel (variatie)	verwachtingswaarde	Verwachtingswaarde?	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde. Geen consolidatie tijdens proeffase

Tabel 5.5. Samenvatting van verwachte sterkte, stijfheid en mate van consolidatie van gehanteerde modellen in stuurinformatie

In onderstaand figuur is een voorbeeld gegeven van hoe de stuurinformatie eruit kan zien. In deze grafiek is de horizontale vervorming van de kop van de damwand geplot in de tijd op de linkeras. Op de andere as is het maximaal buigend moment weergegeven, de schaal op deze as is zo aangepast dat de buigend moment lijnen samenvallen met de vervormingslijnen. Met verticale lijnen zijn de overgangen tussen de verschillende belasting stappen weergegeven. Met behulp van horizontale lijnen zijn Mel en Mpl weergegeven van de triple GU8N profielen.

Gedachte is dat deze figuur direct voorafgaand aan de proef wordt geupdate met de juiste tijdsfasering zodat een zo actueel mogelijk formulier wordt gebruikt tijdens proef.



Figuur 5.1 Voorbeeld van stuurinformatie blauwe dijk

Noot merk op dat in bovenstaand figuur nog geen rekening is gehouden met:

- de maatregelen zoals benoemd in paragraaf 5.4. Bij toepassing van deze maatregelen zullen de berekende vervormingen en buigende momenten groter worden.
- Het elasto-plastisch gedrag van de damwand. Bij het bereiken van het elastisch danwel plastisch moment van de damwand zullen de vervormingen naar verwachting sterk gaan toenemen.

Bovenstaande zaken zullen waar relevant worden verwerkt in de laatste update van de stuurinformatie.

6 Predicties groene dijk

6.1 Doel

In de predicties wordt afgetast of naar verwachting:

- de groene dijk tot voldoende grote (plastische) vervormingen kan worden gebracht. Aangenomen wordt dat dit punt is bereikt als de teen van de dijk meer dan 20 cm horizontaal vervormd binnen één belastingstap.
- De groene dijk niet onverwacht snel tot bezwijken zou kunnen komen waardoor een onveilige situatie zou kunnen ontstaan.

In hoofdstuk 4 is aangegeven hoe het basis model voor de groene dijk is opgezet. In dit model zijn verwachtingswaarden gebruikt voor alle variabelen. Dit model zou dus ook de beste benadering van de werkelijkheid moeten geven. Hierna wordt aangegeven welke variabelen worden gevarieerd om tot meer inzicht te komen in de bandbreedte van de verwachte vervormingen en krachtswerking.

6.2 Gevoeligheidsanalyses

Om tijdens de proef gesteld te staan voor mogelijke afwijkingen dient echter ook een bovengrens en ondergrens benadering te worden gemaakt. In onderstaande tabel worden alle relevante variabelen behandeld en wordt aangegeven of deze wel of niet wordt gevarieerd en waarom. Hierbij dient in gedachten te worden gehouden dat deze predicties vooral dienen als stuur informatie voor de proef en nog niet direct om een zo goed mogelijk begrip op te doen van de werkelijkheid.

variabele	Variëren?	Toelichting
Laagopbouw	nee	Er is uitgebreid grondonderzoek beschikbaar, de variaties zijn klein
Sterkte per laag	ja	Relatief grote variatie tussen piek en eindsterkte. Op basis van de labresultaten kan een bovengrens en ondergrens set worden bepaald.
Stijfheid per laag	Nee	Er is een onzekerheid in de stijfheid, echter bij grote (plastische) vervormingen wordt de overall stijfheid gedomineerd door de sterkte
Doorlatendheid per laag	Nee	Er is altijd een grote onzekerheid in doorlatendheid. Door de beschikbaarheid van de monitoring is deze echter aanzienlijk verkleind. Daarbij heeft de resterende onzekerheid vooral invloed op de te mobiliseren sterkte (welke al wordt gevarieerd). Doorlatendheid wordt hier niet verder gevarieerd.
Geometrie dijk en aan te brengen belastingen	Nee	Wordt gecontroleerd aangebracht
Aan te brengen belasting	nee	Wordt gecontroleerd aangebracht
Materiaal model	ja	Gerekend wordt met SS model in basissom. Als variatie wordt gerekend met SHANSEP MC en SHANSEP NGI ADP model.

Tabel 6.1. Te variëren parameters binnen gevoeligheidsanalyse

6.3 Predicties

Uitgangspunt is dat in de fasering per stap alle beschikbare middelen maximaal worden ingezet:

- 1.5 m ontgraven in passieve wig
- 1.5 m ws verlagen in passieve wig
- 3 m waterstand verhogen in kern
- 23 kPa bovenbelasting op kruin

Voor het basismodel geldt verder:

- De gedraineerde sterkteparameters van de grond (ϕ' en c') zijn gefit op basis van de verwachtingswaarden van de ongedraineerde sterkte (s_u), zie [ref.2]. Geconstateerd is echter dat de hierbij gehanteerde K_{0nc} waarden tot onrealistisch gedrag leiden in de consolidatie van de ondergrond. Voor nu is onduidelijk wat hier precies speelt, de vraag is ook neergelegd bij Plaxis support. Als oplossing is hier gekozen om de default setting te hanteren van de K_{0nc} : $1 - \sin(\phi)$. Hierdoor zijn de problemen met onrealistische consolidatie opgelost echter de gerealiseerde ongedraineerde sterkte zal iets lager zijn dan de verwachtingswaarde (ca. 10%).
- Toegepast zijn 6 knoops elementen. Deze elementen geven een iets stijver en sterker gedrag van de grond dan de werkelijkheid.
- De wateroverspanningen in het model zijn ten tijde van de proeffase iets lager dan de werkelijkheid. De grond zal dus iets stijver en sterkte reageren dan in de werkelijkheid.
- Doordat de zettingen in dit model worden onderschat zal de kruinhoogte uiteindelijk iets hoger zijn (en talud iets steiler) dan de werkelijkheid. Hierdoor zal de belasting uit de terp in het model dus iets hoger zijn dan in werkelijkheid.
- Uitgangspunt in de berekeningen is dat de bovenbelasting op 0,5 m van de insteek van het talud staat.
- Per berekening is aangegeven of de slappe kleilaag tussen ca. NAP -1.5 m en NAP -2 m is meegenomen of niet.

Model	Opmerkingen (aanpassingen tov basissom)	Pux [m] (teen talud) ontgraven en verzadigen	Pux [m] (teen talud) einde verzadigen kern (NAP +3 m)	Pux [m] (teen talud) bij 23 kPa bovenbelasting	Glijvlak door welke laag?
1	Basissom (geen slappe kleilaag)	0.05	>> 0.20 m	-	Kleilaag of veenlaag
1b	Basissom (met slappe kleilaag)	0.05	>> 0.20 m	-	Slappe kleilaag
2	Sterkte grond hoog (geen slappe kleilaag)	0.05	0.10	0.05	Nog geen glijvlak
3	Sterkte grond laag (met slappe kleilaag)	0.10	>> 0.20 m	-	Kleilaag
4	SHANSEP MC	n.b.			
5	SHANSEP NGI-ADP	0.05	0.30	-	Kleilaag of Veenlaag
5b	SHANSEP NGI-ADP met slappe kleilaag	0.05	0.40	-	Slappe kleilaag

Tabel 6.2. Resultaten van de gevoeligheidsanalyse

Noot:

- Pux = bijkomende horizontale verplaatsing in deze rekenfase
- Vervormingen afgerond op 5 cm
- Bezwijken gedefinieerd als 20 cm bijkomende verplaatsing binnen 1 belastingstap

Ad.1

Basissom gefit op monitoring

Ad. 2

Bovengrens sterkte toegepast voor de relevante lagen in het verwachte afschuifvlak: toplaag, klei, veenlaag, ophoogzand:

- Ophoogzand: $c = 1$ en $\phi = 40$ gr en $\psi = 10$ gr
- Toplaag en klei: $c = 9$ en $\phi = 40$ gr
- Veen: $c = 8$ en $\phi = 45$ gr

Check gemaakt in output op gemobiliseerde sterkte in laatste fase:
stresspoint in veenlaag (Plastic point) onder talud

$\sigma'_1 = 49$

$\tau_{mob} = 24$

Orde klopt met shansep lijn.

stresspoint in kleilaag (Plastic point) onder talud

$\sigma'_1 = 53$

$\tau_{mob} = 25$

Orde klopt met shansep lijn.

Check gemaakt op waterspanningen in klei en veenlaag, deze zijn gelijk aan basis model. OK

Ad. 3

Ondergrens sterkte toegepast voor de relevante lagen in het verwachte afschuifvlak: toplaag, (slappe) klei, veenlaag, ophoogzand:

- Ophoogzand: $c = 1$ en $\phi = 30$ gr en $\psi = 0$ gr
- Toplaag en klei: $c = 4$ en $\phi = 25$ gr
- Slappe kleilaag: $c = 1$ en $\phi = 22$ graden
- Veen: $c = 3$ en $\phi = 38$ gr

Hier is de slappe kleilaag dus wel expliciet meegenomen.

Check gemaakt in output op gemobiliseerde sterkte in voorlaatste fase:

- stresspoint in veenlaag (Plastic point) onder talud
- $\sigma'_1 = 47$
- $\tau_{mob} = 20$
- Orde klopt met shansep lijn.

stresspoint in kleilaag (Plastic point) onder talud

- $\sigma'_1 = 22$
- $\tau_{mob} = 9$
- Orde klopt met shansep lijn.

stresspoint in slappe kleilaag (Plastic point) onder talud

- $\Sigma'1 = 56$
- $\tau_{mob} = 16$
- Orde klopt met shansep lijn.

Check gemaakt op waterspanningen in klei en veenlaag, deze zijn gelijk aan basis model. OK

Ad. 4

Niet beschouwd

Ad. 5

Er is ook een indicatieve berekening gemaakt met het Shansep ngi-adp model. Hierbij zijn de model parameters geschat op basis van engineering judgement aan de hand van de beschikbare lab testen. Zie ook Tabel 5.3 voor de gehanteerde parameters.

Ad.5b

Ala v5 maar dan met de kleilaag tussen ca. NAP -1.5 m en NAP -2 m vervangen door de slappe kleilaag onder talud en in passieve wig. Zie ook Tabel 5.3 voor de gehanteerde parameters voor de slappe kleilaag. Effect is ca. 1 a 5 kPa minder schuifsterkte t.o.v. bovengelegen kleilaag (afhankelijk van effectieve spanning).

6.4 Maatregelen bij bovengrens sterkte

Uit voorgaande paragraaf blijkt dat naar verwachting de dijk tot voldoende grote plastische vervormingen moet kunnen worden gebracht. Ook blijkt dat er een kans is dat dit niet lukt. Hier wordt verkend wat de impact is van enkele maatregelen die nog getroffen kunnen worden:

- Kruin ophogen tot NAP +5,5 m voorafgaand proef
- Tot NAP +3,5 m verzadigen in kern (klei deklaag in principe op NAP +3 m uitgelegd, maar wordt haalbaar geacht)
- Bovenbelasting 0,5 m verder van insteek talud plaatsen
- 10 kPa extra bovenbelasting aanbrengen (totaal 30 kPa belasting)

Al deze opties worden uitgevoerd op de ondergrens berekening uit de vorige paragraaf (model 2). De resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Model	Opmerkingen (aanpassingen tov basissom)	Pux [m] (teen talud) ontgraven en verzadigen	Pux [m] (teen talud) einde verzadigen kern (NAP +3 m)	Pux [m] (teen talud) bij 23 kPa bovenbelasting	Glijvlak door welke laag?
2	Sterkte grond hoog (basissom)	0.05	0.10	0.05	Nog geen glijvlak
2b	Kruin ophogen tot NAP +5,5 m	0.05	0.10	0.10	Nog geen glijvlak
2c	Tot NAP +3.5 m verzadigen	0.05	0.15	0.10	Glijvlak bijna gevormd
2d	Bovenbelasting 0.5 m verder van insteek talud	0.05	0.10	0.05	Nog geen echt glijvlak
2e	10 kPa extra belasting	0.05	0.10	0.10	Nog geen echt glijvlak

2f	Alle maatregelen (excl. 10 kpa extra bovenbelasting)	0.05	0.20	0.15	Klei of veenlaag
----	--	------	------	------	------------------

Tabel 6.3. Resultaten van de gevoeligheidsanalyse

Noot:

- Pux = bijkomende horizontale verplaatsing in deze rekenfase
- Vervormingen afgerond op 5 cm
- Bezwijken gedefinieerd als 20 cm bijkomende verplaatsing binnen 1 belastingstap

Uit de gevoeligheidsanalyse wordt geconcludeerd dat bij inzetten van alle maatregelen (excl. 10 kPa extra) de verwachting is dat tot voldoende grote plastische vervormingen moet kunnen worden gekomen.

6.5 Maatregelen forceren dieper glijvlak

Uit voorgaande paragrafen volgt dat er een voorkeur lijkt te bestaan voor een relatief ondiep glijvlak door de slappe kleilaag. Dit afschuifmechanisme lijkt minder gewenst dan het diepe mechanisme (door de veenlaag) omdat deze laatste naar verwachting beter aansluit bij de bezwijk vorm van de blauwe dijk. Afgetast zijn twee mogelijkheden om toch een dieper schuifvlak te forceren: ontgraven op 3 m uit teen ipv 1 m en omdraaien belastingvolgorde (eerst bovenbelasting aanbrengen en daarna de kern verzadigen). Uit de resultaten volgen geen wezenlijke veranderingen t.o.v. het eerder gevonden (ondiepe) bezwijkmechanisme.

Omdat niet kan worden beargumenteerd dat aanpassingen aan de wijze van belasten een grotere kans geeft op een dieper glijvlak wordt aanbevolen de wijze van belasten gelijk te houden aan die van de blauwe dijk.

6.6 Conclusies

Op basis van de gemaakte predicties worden de volgende conclusies getrokken:

- Er lijken twee mogelijke bezwijkvormen: een relatief ondiep glijvlak door de slappe kleilaag en een diep mechanisme door de veenlaag over de tussenzandlaag. Op basis van de gemaakte predicties lijkt er een voorkeur te zijn voor het ondiepe glijvlak. Het is echter niet mogelijk om eenduidig te voorspellen wat de exacte vorm van het glijvlak zal zijn.
- Rekening moet dus worden gehouden met een relatief ondiep mechanisme door de slappe kleilaag. Dit afschuifmechanisme lijkt minder gewenst dan het diepe mechanisme omdat deze laatste naar verwachting beter aansluit bij de bezwijk vorm van de blauwe dijk. Afgetast zijn twee mogelijkheden om toch een dieper schuifvlak te forceren. Geconcludeerd wordt dat deze aanpassingen in wijze van belasten geen wezenlijk verschil in gedrag laten zien. Geadviseerd wordt daarom om de wijze van belasting zo veel mogelijk te laten aansluiten bij de blauwe dijk.
- Geadviseerd wordt wel om de bovenbelasting op 1 m vanaf insteek talud te plaatsen, dit draagt naar verwachting bij aan het forceren van dieper glijvlak en beperkt de kans op draagkracht problemen (van de water containers) gerelateerd aan het talud.
- Op basis van een analyse van de ondergrens van de sterkte (dus het snelst bezwijken) lijkt het niet de verwachting dat de dijk bezwijkt bij ontgraven en ontwateren van de passieve wig. Echter uitgesloten kan het niet worden op basis van de gemaakte

predicties, geadviseerd wordt daarom om de situatie tijdens ontgraven goed te blijven monitoren en waar nodig in te grijpen.

- Op basis van een analyse van de bovengrens van de sterkte (dus het minst snel bezwijken) bestaat de mogelijkheid dat de groene dijk niet tot bezwijken komt. Om de kans op niet falen te minimaliseren (binnen de mogelijkheden) wordt geadviseerd om de dijk op te hogen tot NAP +5,5 m en rekening te houden met eventueel verzadigen van de kern tot NAP +3,5 m.
- Geadviseerd wordt niet verder uit te gaan van 10 kPa extra bovenbelasting (in de vorm van rijplaten) in verband met de relatief hoge kosten en benodigde logistiek en daarbij het verwachte beperkte effect.

6.7 Stuurinformatie

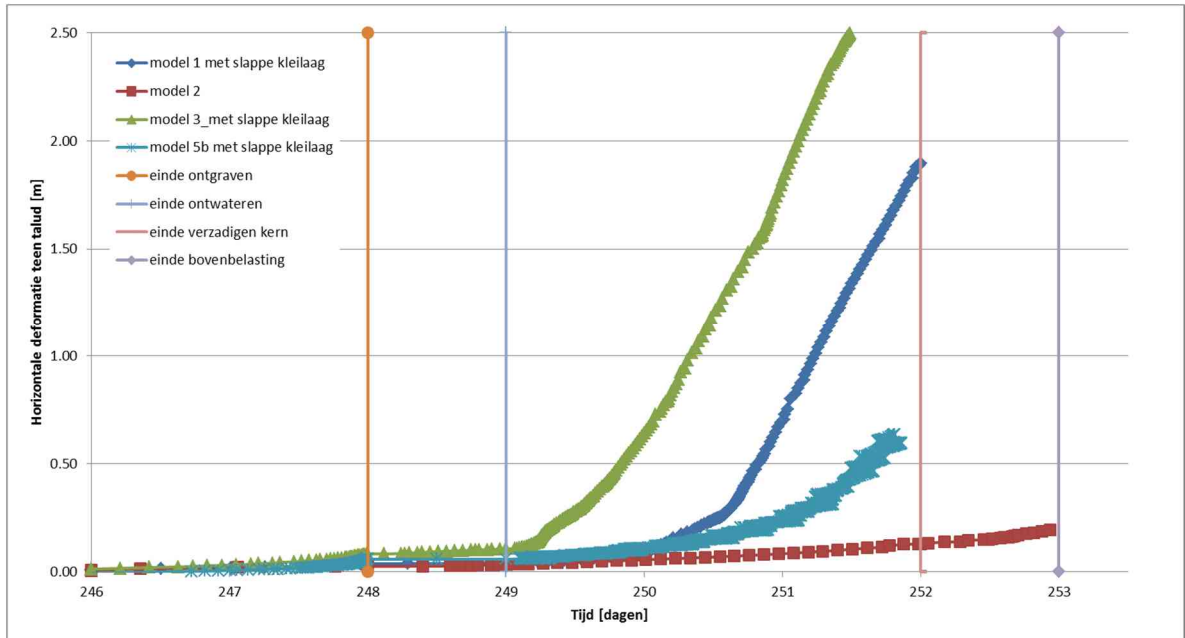
Ten behoeve van de proefuitvoering is het gewenst enkele tijd-vervormingslijnen te geven waarmee het verloop van de proeven kan worden gemonitord en waar nodig (bij)gestuurd. Hier is gekozen om voor de modellen 1b, 2, 3 en 5b een vergelijk te maken en de tijd-vervormingslijnen van de teen van het talud te geven.

In onderstaande tabellen is nogmaals samengevat wat de verwachting is qua sterkte, stijfheid en mate van consolidatie van de modellen 1b, 2, 3 en 5b.

model	Opmerking	sterkte	stijfheid	Mate van consolidatie (wateroverspanningen)
Model 1b	Basismodel	iets onder verwachtingswaarde	Verwachtingswaarde	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde
Model 2	Bovengrens sterkte	Schatting bovengrens	Verwachtingswaarde	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde
Model 3	Ondergrens sterkte	Schatting ondergrens	Verwachtingswaarde	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde
Model 5b	Basismodel (variatie)	verwachtingswaarde	Verwachtingswaarde?	iets meer consolidatie dan verwachtingswaarde. Geen consolidatie tijdens proeffase

Tabel 6.4. Samenvatting van verwachte sterkte, stijfheid en mate van consolidatie van gehanteerde modellen in stuurinformatie

In onderstaand figuur is een voorbeeld gegeven van hoe de stuurinformatie eruit kan zien. In deze grafiek is de horizontale vervorming van de teen van het talud geplot in de tijd. Gedachte is dat deze figuur direct voorafgaand aan de proef wordt geupdate met de juiste tijdsfasering zodat een zo actueel mogelijk formulier wordt gebruikt tijdens proef.



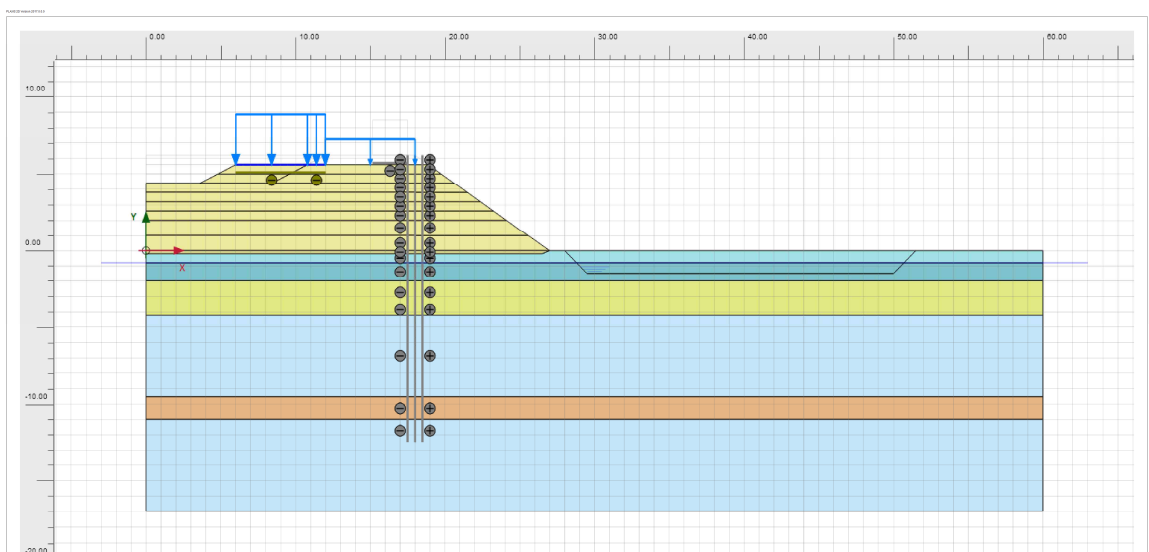
Figuur 6.1 Voorbeeld van stuurinformatie groene dijk

Noot: merk op dat in bovenstaand figuur nog geen rekening is gehouden met de maatregelen zoals benoemd in paragraaf 6.4. Bij toepassing van deze maatregelen zullen de berekende vervormingen groter worden. Deze zullen ook waar relevant worden verwerkt in de laatste update.

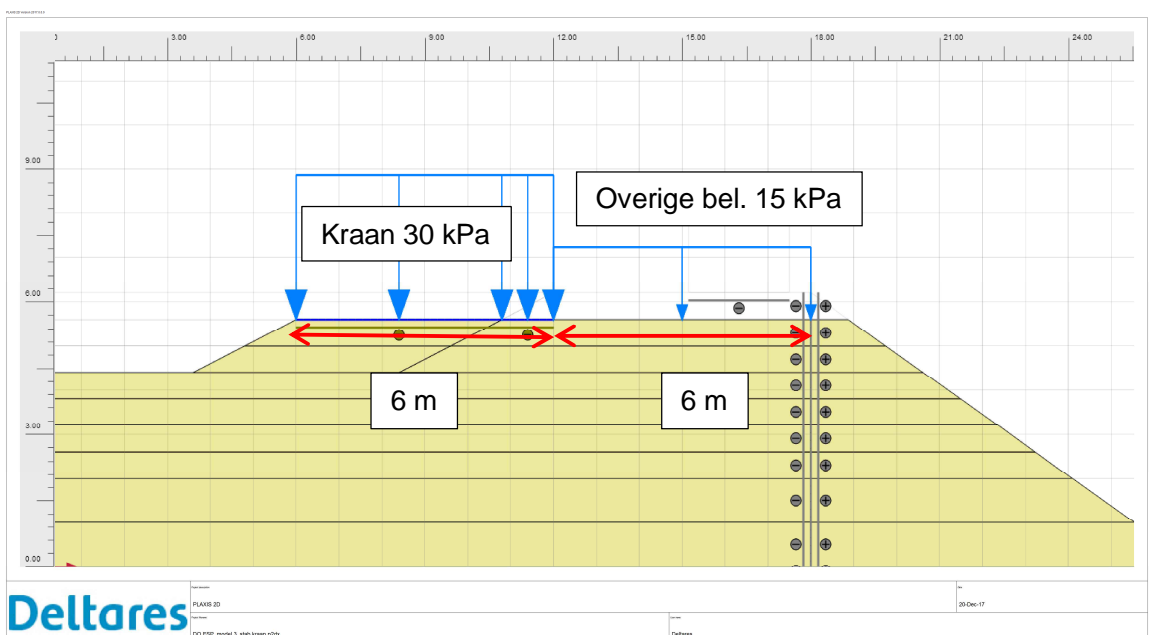
7 Overige analyses

7.1 Stabiliteit kraan

Voorafgaand aan de laatste ophoogslag zal een draadkraan op de ophoging worden gereden waarmee de damwand wordt ingebracht. De stabiliteit van het zandlichaam dient dan uiteraard verzekerd te zijn. Om de stabiliteit te controleren wordt gebruik gemaakt van het opgezette model 3 (ondergrens sterkte) voor de blauwe dijk. In dit model wordt (conservatief) een inwendige hoek van wrijving van 30 graden aangehouden voor de zandlaag.



Figuur 7.1. Situatie voor beschouwing kraan stabiliteit

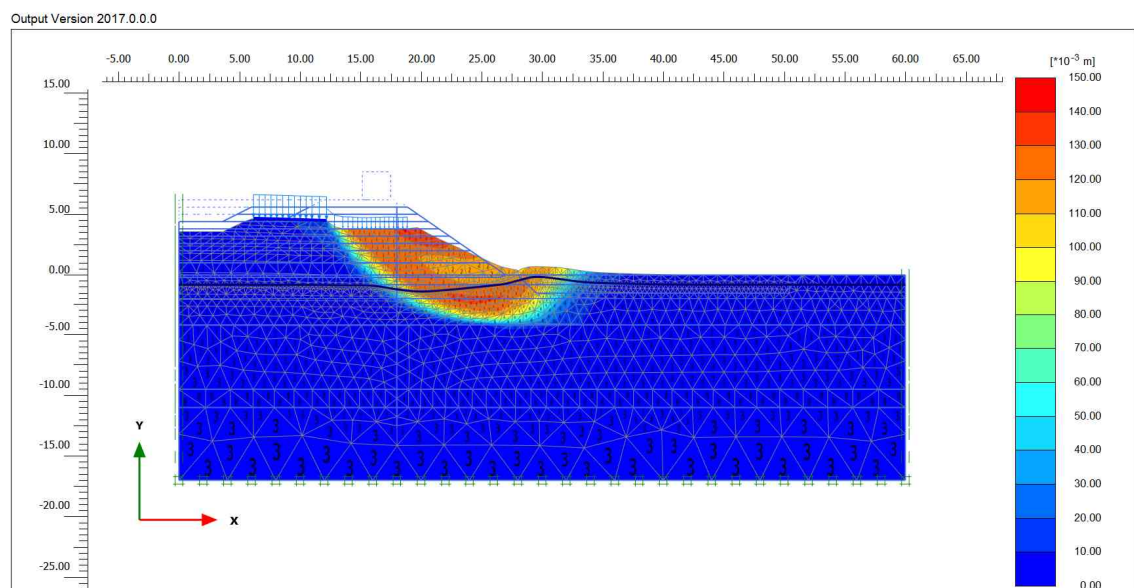


Figuur 7.2. Detail kraan opstelling

Uitgangspunten:

- De kraan weegt orde grootte 50 ton (500 kN) en is 4,00 m breed;
- De kraan staat op schotten 6,00 x 1,00 m gewicht 1 ton.
- Kraan rijdt langs de buiten kruin lijn en is hiermee dus telkens minimaal 6 m van de damwand positie verwijderd
- Extra gewicht tillen trilblok (b.v. PVE-12VM conform advies Geodrive) en triple GU8N 18 m lang = $60 \text{ kN} + 1.5 \text{ kN/m} \cdot 18 \text{ m} = 87 \text{ kN}$, zeg 100 kN extra
- Totaal gewicht kraan + gewicht in mast is dus $600 \text{ kN} / 4 \cdot 6 \text{ m}^2 = 25 \text{ kPa}$
- Oppervlakte druk schotten is 1 ton = $10 \text{ kN} / 6 \text{ m}^2 = 1.5 \text{ kPa}$
- Totale belasting op ondergrond is 26.5 kPa, gerekend is met 30 kPa.
- Mogelijk dat in zone tussen kraan en talud nog andere bovenbelasting aanwezig is (opslag damwandplanken, etc.). Hier wordt conservatief uitgegaan van 15 kPa belasting.

De berekende safety factor is in dit geval 1.3. Deze waarde wordt ruim voldoende geacht.

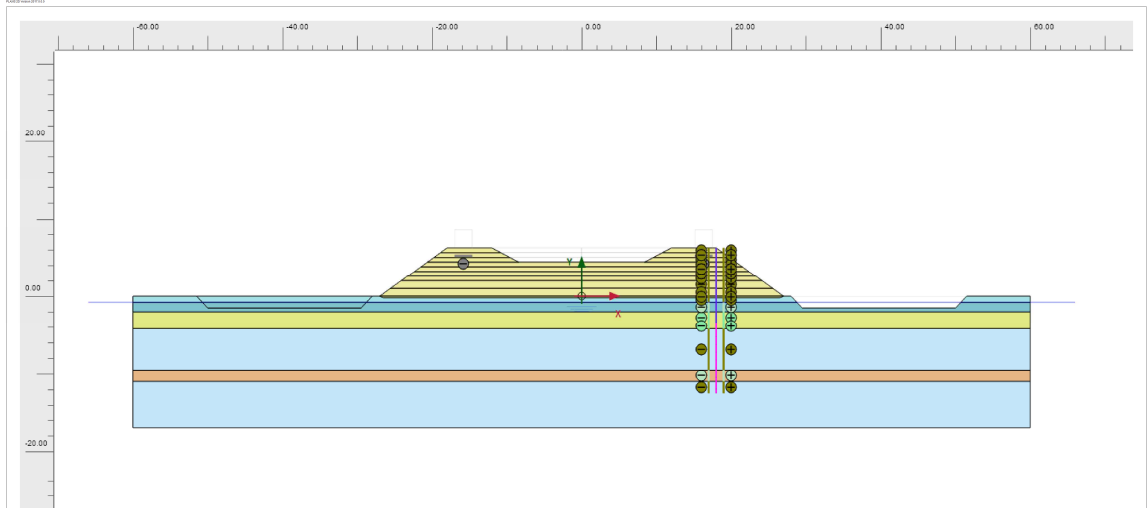


Figuur 7.3. Optredend bezwijkmechanisme in safety phase

7.2 Invloed bezwijken groene dijk op blauwe dijk (en vice versa)

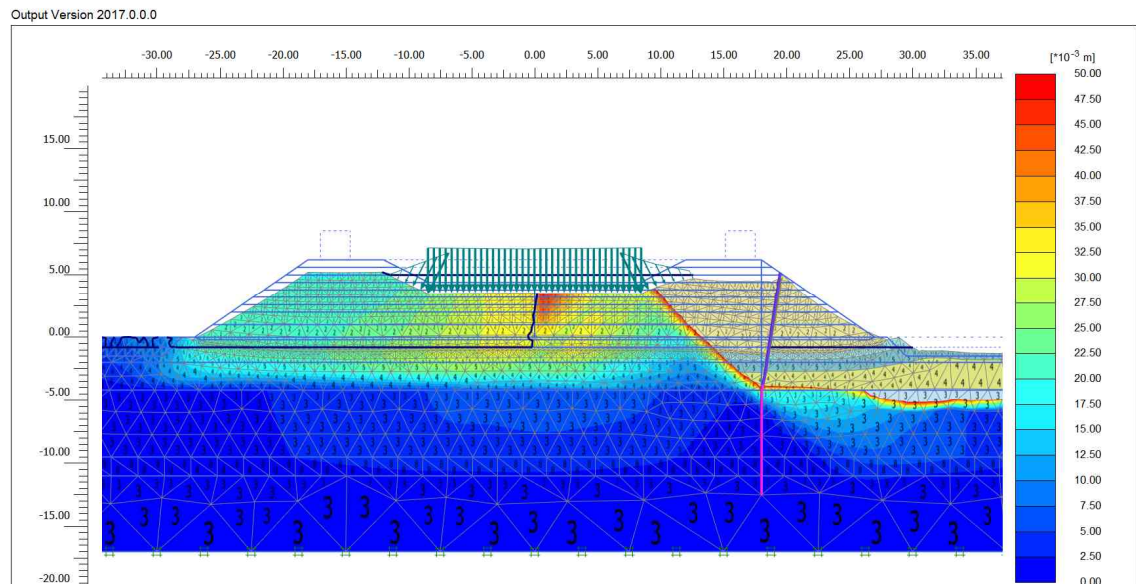
Voor de volledigheid wordt de eventuele invloed van de proefuitvoering bij de groene dijk op de blauwe dijk beschouwd (en vice versa). Bij het beschouwen van de geometrische afmetingen van de dijk in relatie tot de slappe lagen in de ondergrond is de verwachting (engineering judgement) dat er in ieder geval geen grote invloed kan zijn. Vanuit de resultaten van de predicties van de groene en blauwe dijk volgt dat het optredende bezwijkmechanisme een "lokaal" iets is, deze zal geen invloed hebben op de andere dijk.

Grootste onbekende is dan echter de invloed van de hogere waterstand in de kern van de ene dijk op de andere dijk. Deze invloed kon niet worden beschouwd met de (half symmetrische) modellen van de predicties. Om deze invloed nader te beschouwen is een volledig model gemaakt van de groene en blauwe dijk. Zie onderstaand figuur.



Figuur 7.4. Plaxis model van groene en blauwe dijk

In het volledige model is de waterstand in de kern van de blauwe dijk en het bassin (conservatief) opgezet tot een maximum van NAP + 5m. Vervolgens is gekeken naar de vervormingen welke door het opzetten van het water tot dit peil worden veroorzaakt. De resultaten zijn gepresenteerd in onderstaand figuur. De maximale bijkomende verplaatsingen in de groene dijk t.g.v. het opzetten van het water tot NAP +5 m in kern blauwe dijk en bassin zijn orde enkele cm's. Er zijn geen signalen die duiden op mogelijk bezwijken van de groene dijk. Verwacht mag worden dat in de omgekeerde situatie (opzetten peil in groene dijk en bassin) de blauwe dijk zich ook zo zal gedragen.



Figuur 7.5. Phase (total) displacements t.g.v. het opzetten van het water in de kern blauwe dijk en bassin tot NAP +5 m.

Noot:

- De Phase (total) displacements geven de bijkomende vervormingen in de betreffende fase weer t.g.v. de in deze fase aangebrachte belasting;

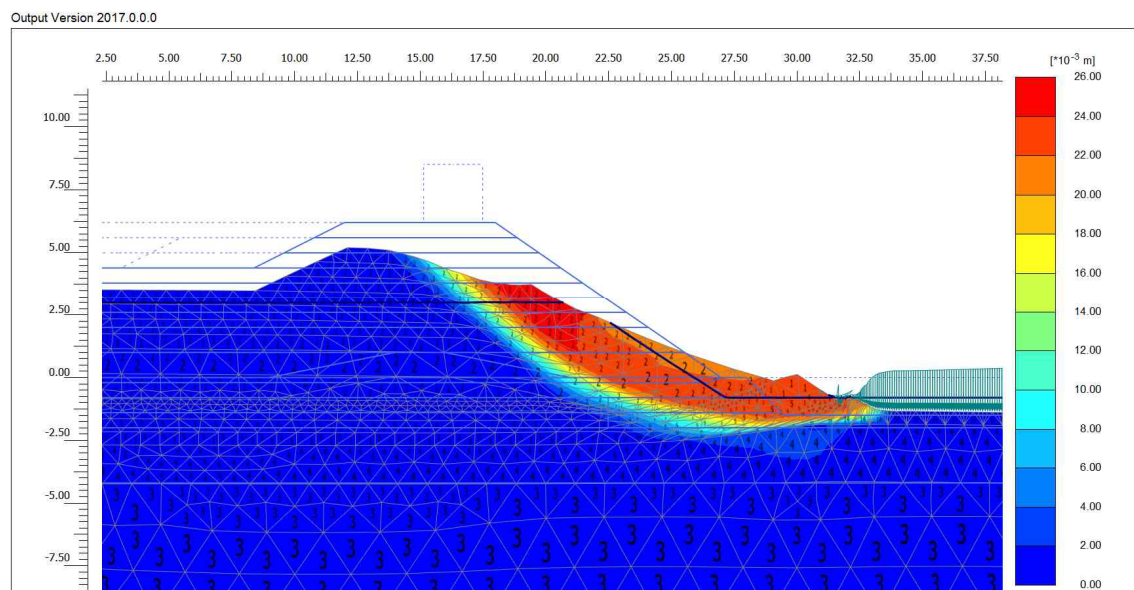
- de schaal in Figuur 7.5 is aangepast tot een maximum van 5 cm, hiermee worden de vervormingen in de zandkern beter zichtbaar;
- in het Plaxis model zijn de kleischermen niet expliciet gemodelleerd, dit is ook niet nodig, door aanbrengen van een sprong in de freatische lijn worden de hydrostatische belastingen op het zandmassief aangebracht (welke een verhoging van de effectieve spanningen geven).

Geconcludeerd wordt dat de onderlinge beïnvloeding van de groene en blauwe dijk gering is en daarmee acceptabel.

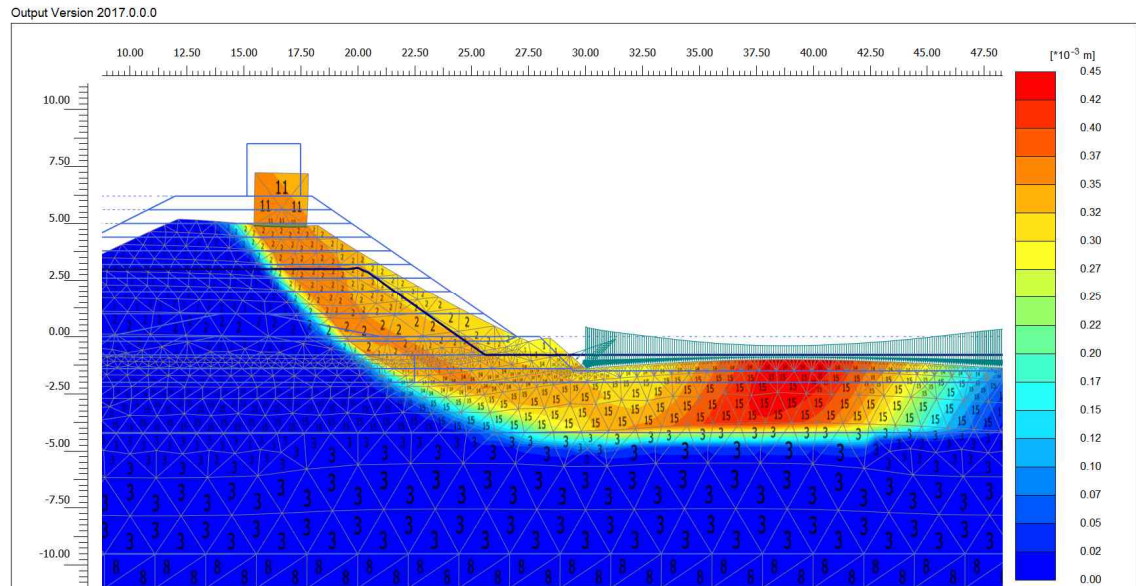
7.3 Herstelmaatregelen groene dijk

Om inzicht te krijgen in de verwachte herstelmaatregelen wordt nogmaals gekeken naar de resultaten van de gemaakte analyses voor de groene dijk (zie ook paragraaf 6.3).

Uit alle gemaakte analyses blijkt dat geen grootschalige inscharing van de groene dijk wordt verwacht. Als voorbeeld zijn de bezwijkmechanismen van model 1b en 5 getoond in onderstaande figuren. Ondanks dat moet worden beseft dat Plaxis niet direct geschikt is om de exacte vorm na bezwijken te voorspellen lijkt het dat over een breedte van 1 a 2 m de kruinhoogte hoger blijft dan NAP +5 m. Hiermee wordt verwacht dat het bassin niet kan leeglopen.



Figuur 7.6. Bezwijkmechanisme van basismodel groen 1b (met slappe kleilaag)



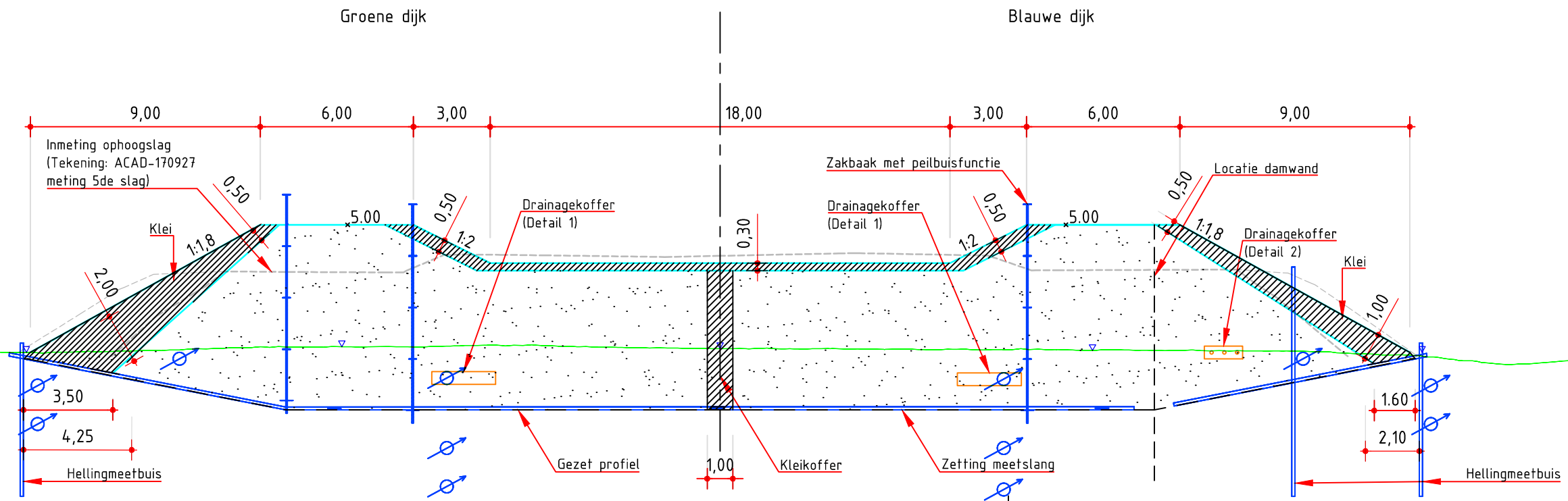
Uit voorgaande wordt dan ook geconcludeerd dat eventuele herstelwerkzaamheden aan de groene dijk van een relatief kleine en acceptabele omvang zullen zijn. Hierbij kan ook worden beseft dat de belasting op de dijk wordt gestuurd. Uitgaande van de definitie van falen (20 cm bijkomende vervorming in 1 belastingstap) kan de belasting ook weer tijdig worden gestopt c.q. afgebouwd zodat de totale vervormingen binnen de perken blijven.

Bijlage(n)

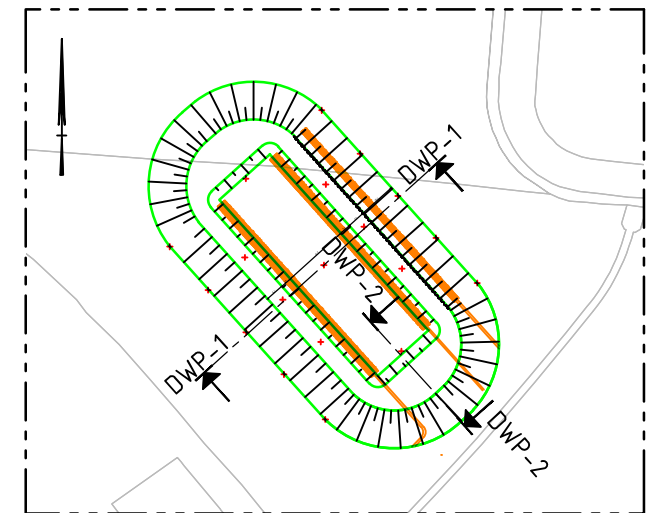
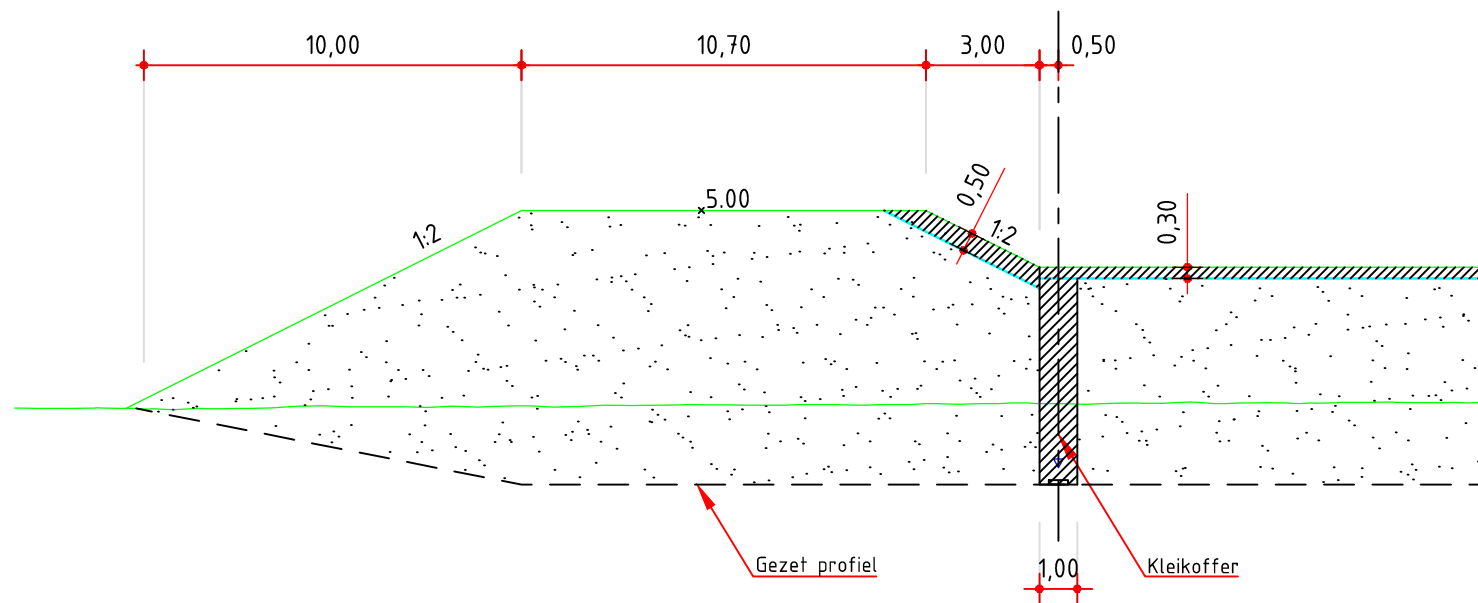


11200956-008-GEO-0007, januari 2018, definitief

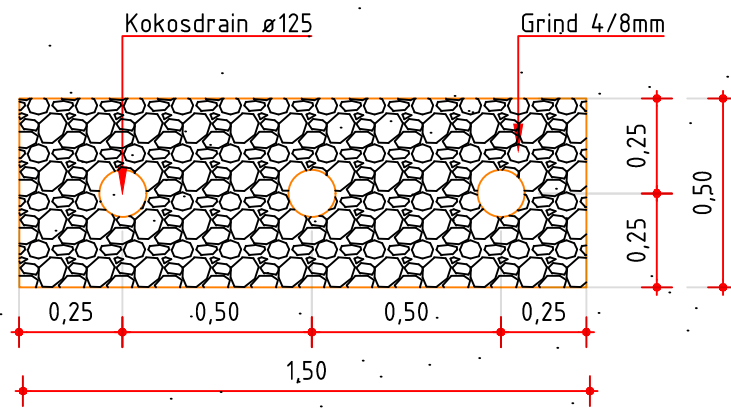
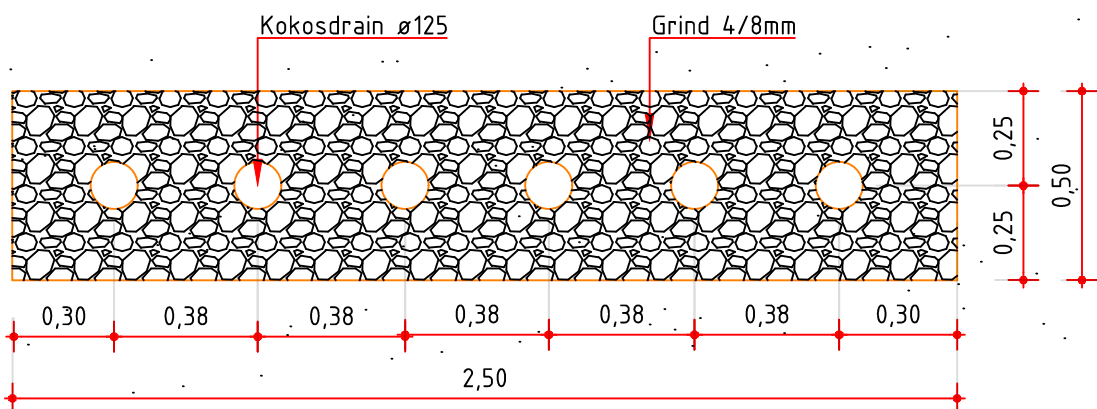
E DO tekeningen



DWP-1 eindsituatie
SCHAAL 1:200



DWP-2 eindsituatie
SCHAAL 1:200



LEGENDA

Dwarsprofiel:

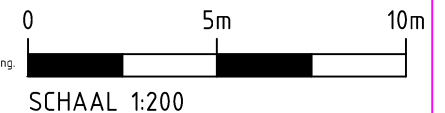
- ▨ klei cat1/2
- ▨ zandpakket

Monitoring / Dwarsprofiel:

- zettingmeetplaatjes
- waterspanningsmeter

OPMERKINGEN

- maten in meters.
- hoogtematen in meters t.o.v. NAP, tenzij anders vermeld.
- voor start ophoging leeflaag (25cm) verwijderen.
- getoond profiel betreft referentie ontwerp met H=5m.
- hoogte is variabel, afhankelijk van metingen tijdens de uitvoering.
- het getoonde dwarsprofiel betreft de verwachte eindsituatie.
- uitgangspunt voor het gezette profiel
- grondaanvulling in bassin dient nader bepaald te worden afhankelijk van metingen tijdens de uitvoering.



Detail 1 - Drainagekoffer 1
SCHAAL 1:20

Detail 2 - Drainagekoffer 2
SCHAAL 1:20

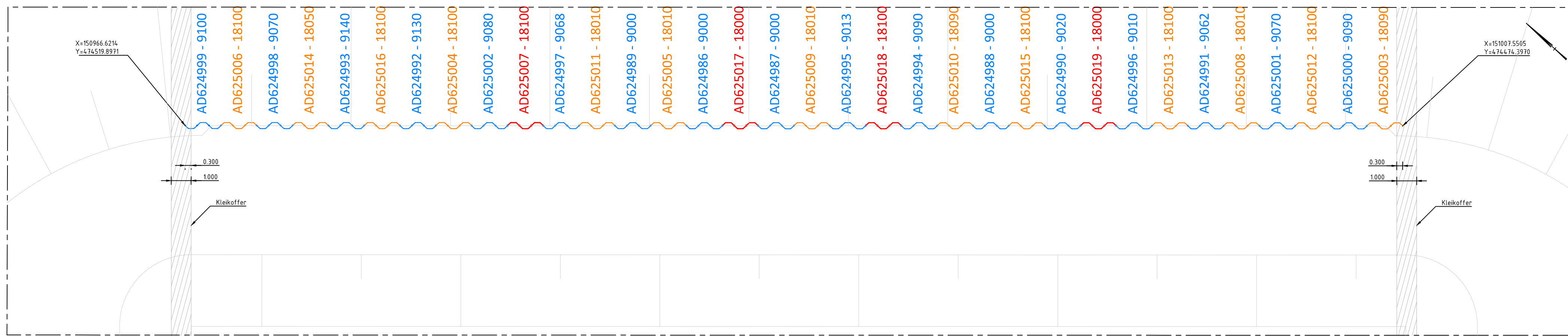
Deltares
POVM fullscale test
Dwarsprofiel eindsituatie aanlegfase

Witteveen **Bos**

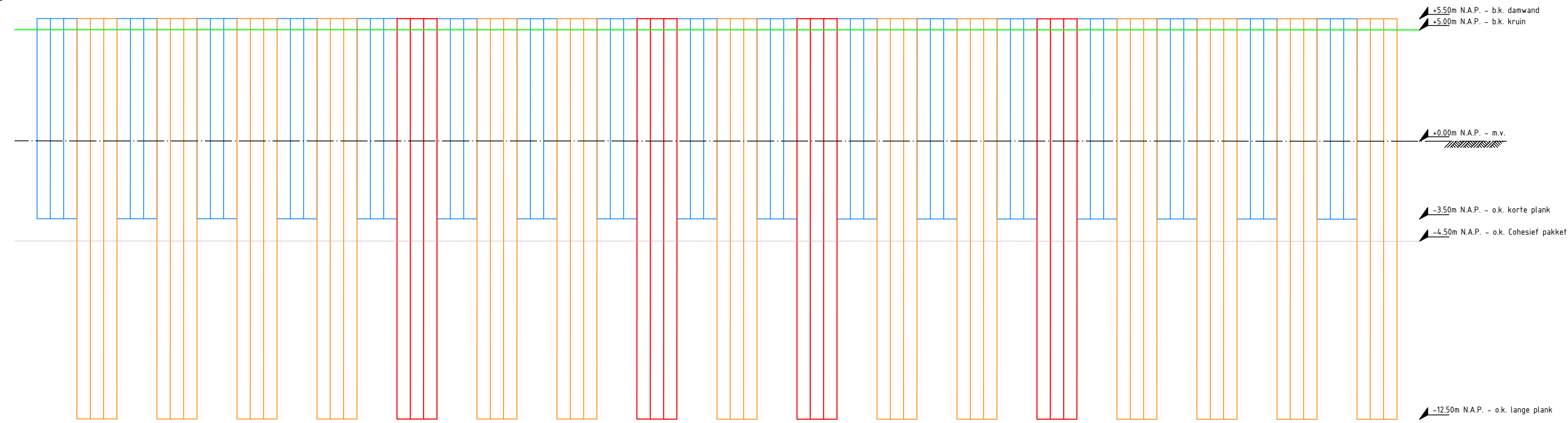
Postbus 233
7400 AE Deventer
Telefoon 0570 69 79 11
Telefax 0570 69 73 44

Getekend E. Bingol
Gecontroleerd T. Naves
Goedgekeurd H.J. Lengkeek
Datum DIB

Schaal 1:200
DT476-1-2002
Formaat A3



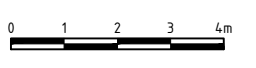
Bovenaanzicht Aanbrengen damwanden
SCHAAL 1 : 100



Vooraanzicht Aanbrengen damwanden
SCHAAL 1 : 100

- LEGENDA**
- 3x GUBN plank kort
 - 3x GUBN plank lang
 - 3x GUBN plank lang met sensoren
 - AD624988 - 9000 Planknummer - lengte (mm) Kort
 - AD625015 - 18100 Planknummer - lengte (mm) Lang
 - AD625018 - 18100 Planknummer - lengte (mm) Lang met sensoren

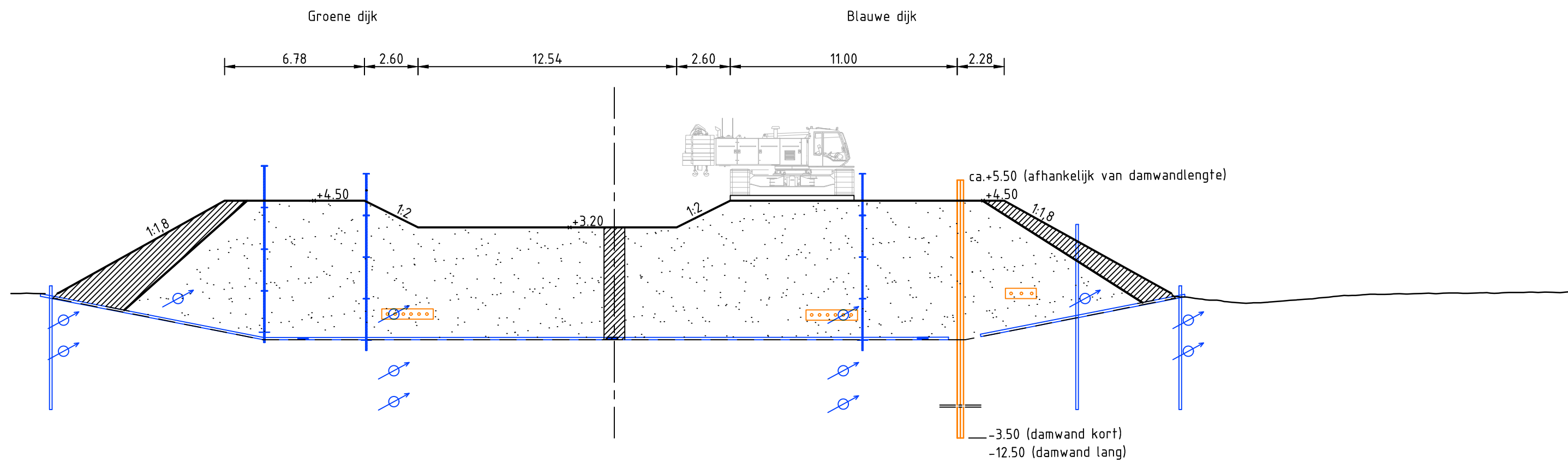
- OPMERKINGEN**
- Maten in meters
 - Hoogten in meters t.o.v. NAP, tenzij anders vermeld
 - Afstand damwand tot start talud afhankelijk van definitieve taludhelling
 - Voor sensoren op de damwanden zie ontwerp Figuro. Tekening 1317-0071-001-05, dd. 26-10-2017



Deltares
POVM fullscale test
Locatie damwandprofielen

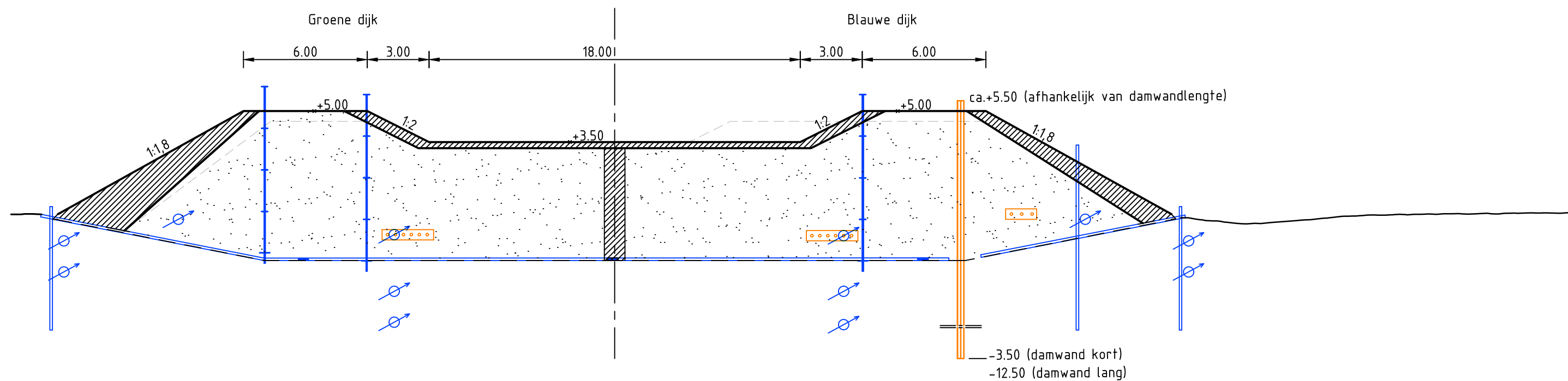
	Getekend	F. Sa	Schaal	1:100
	Gecontroleerd	T. Naves	DT476-1-3008	
Goedgekeurd	H.J. Lengkeek	Datum		
			Formaat	A1

LAD DEU - P:\1908\WERK\0476\POVM\DT476-1-3008.dwg



- Fase 4:
- Groene dijk kruin zandlichaam naar +4.5m NAP
 - Blauwe dijk kruin zandlichaam naar +4.5m NAP en verbreden naar binnenzijde vanaf damwandlocatie
 - Kruin zandlichaam Blauwe dijk breed 11m
 - Aanbrengen damwand (voor damwandfasering zie tekening DT476-1-3008)

Faserings fase-4
SCHAAL 1:200



- Fase 5:
- Profileren grondlichaam naar eindsituatie
 - Aanbrengen kleibekleding bassin

LEGENDA

Dwarsprofiel:

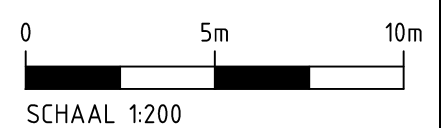
- ▨ klei cat1/2
- ▨ zandpakket

Monitoring / Dwarsprofiel:

- ⊕ zettingmeetplaatjes
- ⊕ waterspanningsmeter

OPMERKINGEN

- maten in meters.
- hoogtematen in meters t.o.v. NAP, tenzij anders vermeld.
- grondaanvulling in bassin dient nader bepaald te worden afhankelijk van metingen tijdens de uitvoering.
- geïndiceerd zettingsprofiel is indicatief.



Faserings fase-5
SCHAAL 1:200

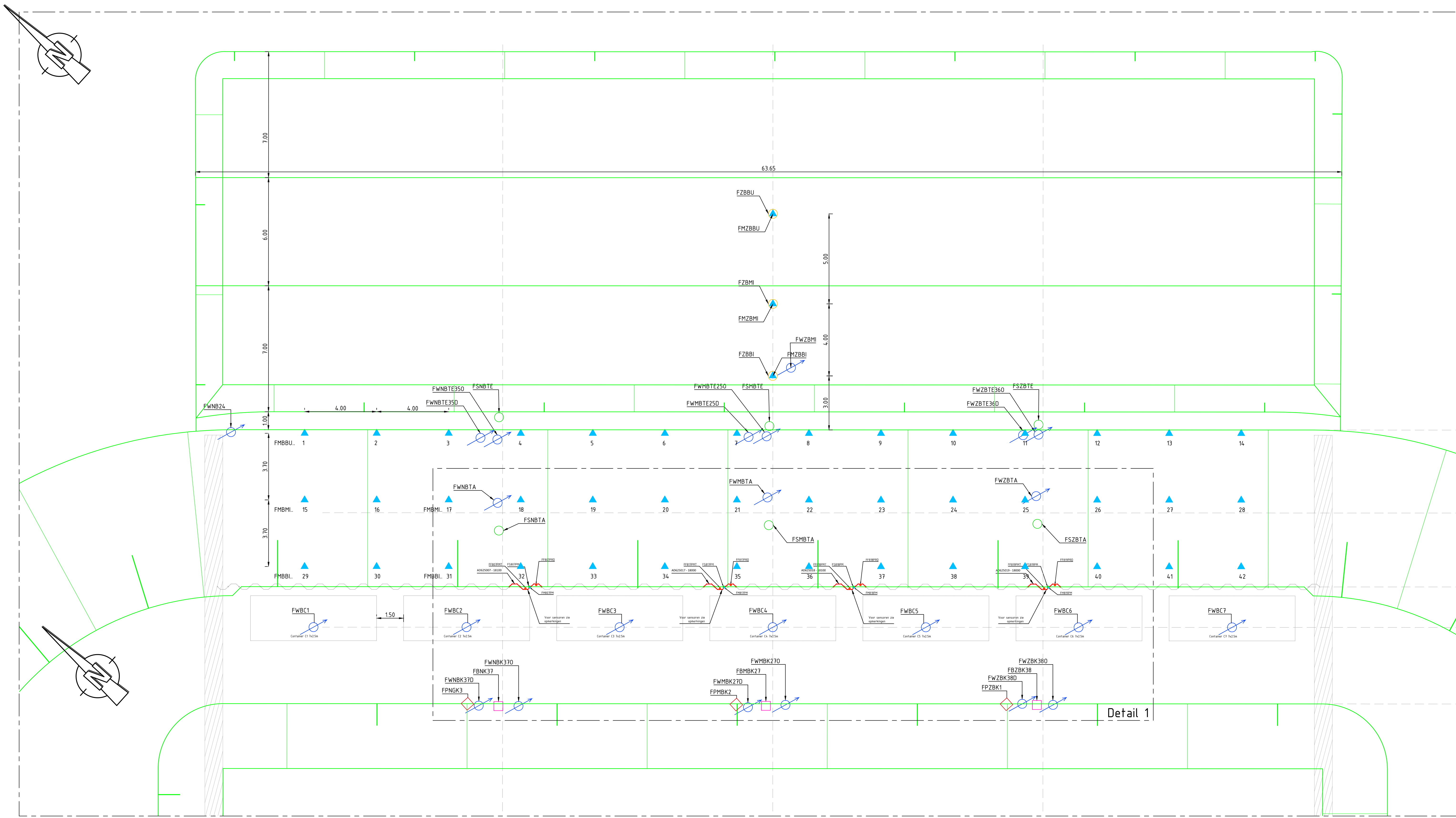
Deltares
POVM fullscale test
Fasering opbouwfase

Witteveen **Bos**

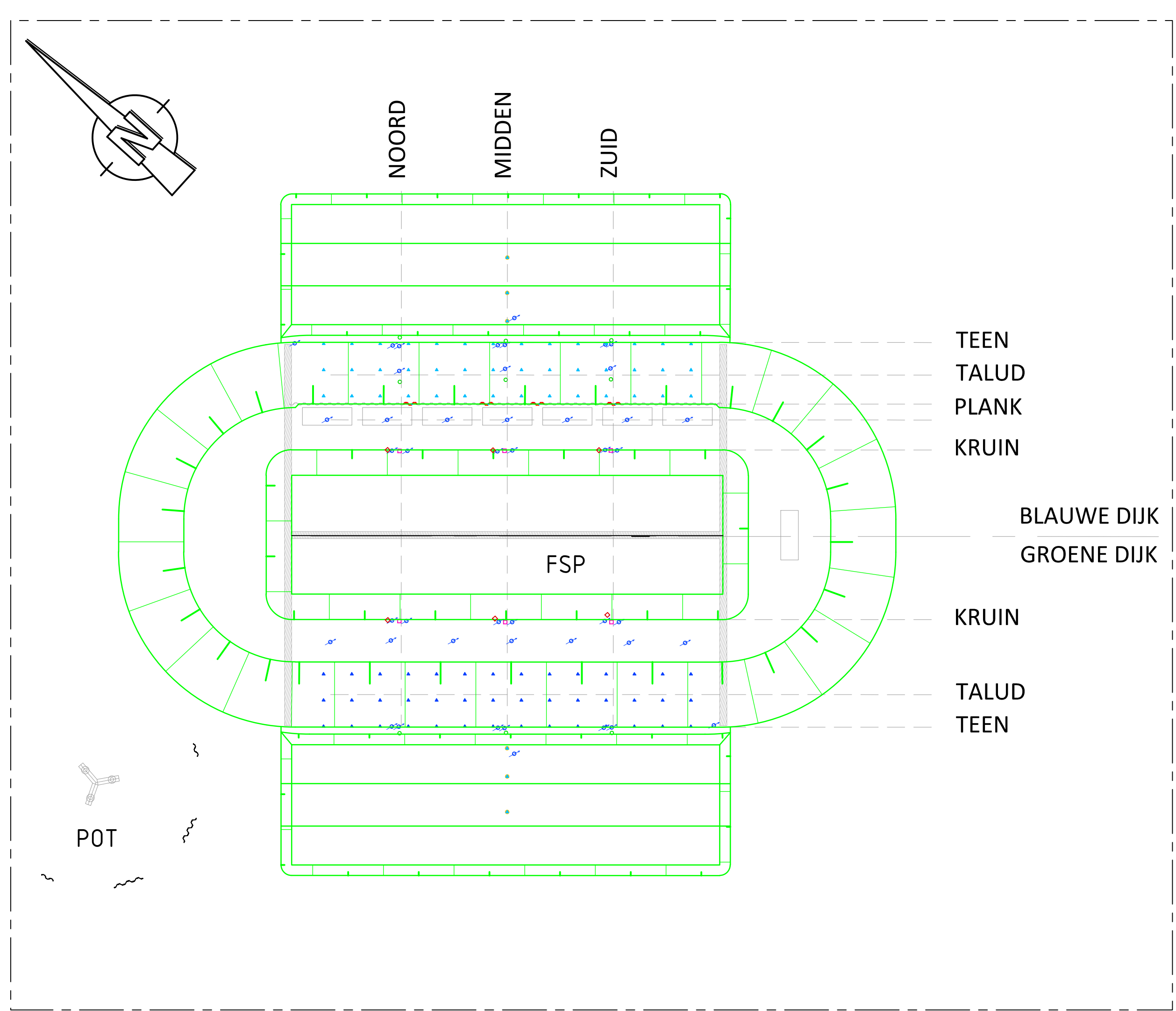
Postbus 233
7400 AE Deventer
Telefoon 0570 69 79 11
Telefax 0570 69 73 44

Getekend F. Sa
Gecontroleerd T. Naves
Goedgekeurd H.J. Lengkeek
Datum 30-10-2017

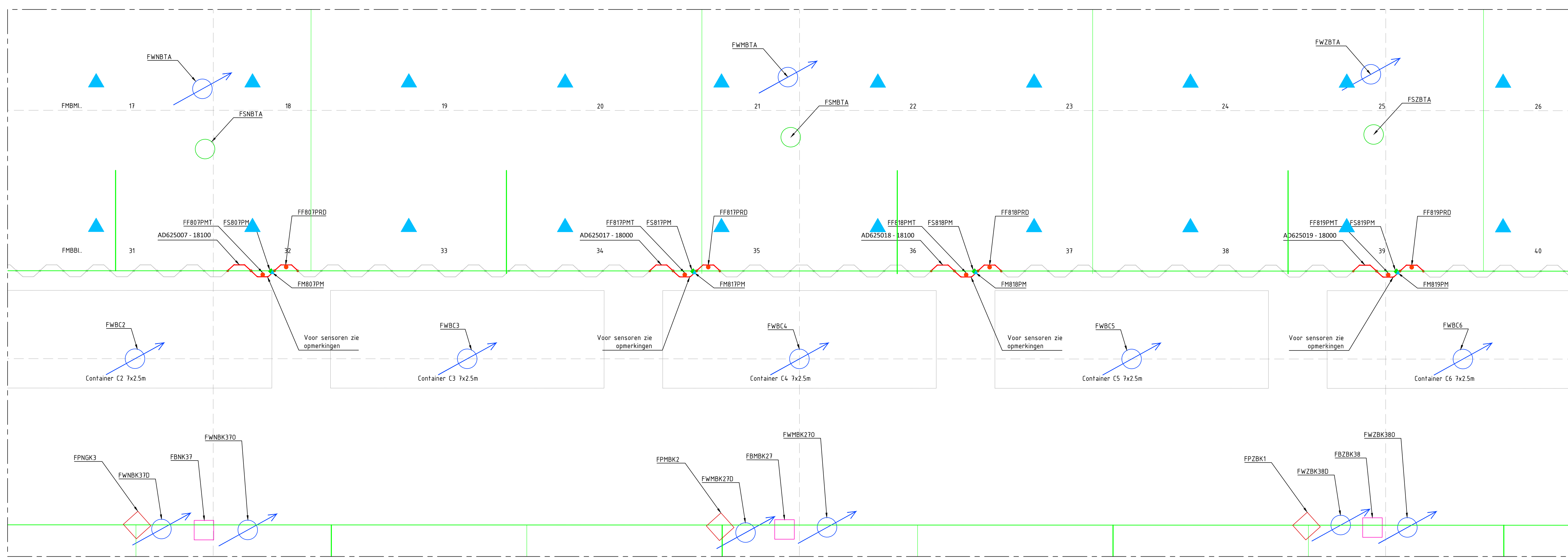
D
C
B
A
Wijzigingen
Schaal 1:200
DT476-1-3004
Formaat A2



Bovenaanzicht locatie sensoren Blauwe dijk
SCHAAL 1 : 100

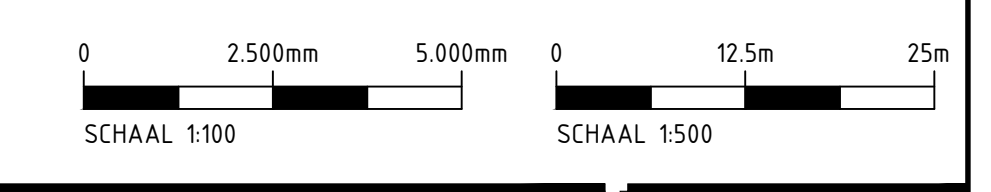


Bovenaanzicht locatie indeling sensoren
SCHAAL 1 : 500



Detail 1 - locatie sensoren damwand Blauwe dijk
SCHAAL 1 : 50

- LEGENDA**
- Boreholemeter
 - SAAF
 - Meetprisma
 - Meetprisma op zakbaak
 - Waterspanningsmeter
 - Zettingsmeetplaat
 - Klei ca11/2
 - Zandpakket
 - 3x GUBN plank met sensoren (Zie opmerkingen)
 - 3x GUBN plank zonder sensoren (Zie opmerkingen)
- OPMERKINGEN**
- Maten in meters
 - Hoogtematen in meters t.o.v. NAP, tenzij anders vermeld
 - Afsstand damwand tot start talud afhankelijk van definitieve taludhelling
 - Voor sensoren op de damwanden zie ontwerp Fugro. Tekening: 1317-0071-001-05 dd. 26-10-2017



POV macrostabiliteit	G
Full scale damwandproef	F
D0 ontwerp	D
POVM fullscale test	B
Locatie sensoren Blauwe Dijk	A

Witteveen+Bos
 Gerekend: F. Sa
 Gecontroleerd: T. Naves
 Goedgekeurd: H.J. Lengkeek
 Datum: 23-1-2018
 Formaat: A0
 Schaal: 1100/1500
 Project: DT476-2-3010

