


# POVM Infiltratieproef II

Analyse Infiltratieproef IJsseldijk

POV

MACRO  
STABILITEIT



Auteurs: A. van Hoven en A. Noordam

Datum: Oktober 2018

Versie: 03

**Titel**

Analyse infiltratieproef IJsseldijk

**Project**

11202663-002

**Pagina's**

44

**Samenvatting**

Dit rapport betreft de analyse resultaten van de Infiltratieproef II welke is uitgevoerd op 27 en 28 juni 2018. De doelstelling van deze proef was om de aanname van een volledig verzadigd dijklichaam bij een overslagdebiet van 1.0 l/m/s te toetsen. Het vermoeden bestond dat deze aanname wellicht te conservatief was en binnen de tijdsduur van een stormopzet er misschien niet gehele verzadiging van het dijklichaam zou optreden en er dus een hogere standzekerheid zou zijn dan nu wordt aangenomen.

De conclusie met betrekking tot de getoetste hypothese is dat na een continue simulatie van een overslagdebiet van bijna 2,0 l/m/s gedurende 10 uur lang bleek dat verzadiging van het dijklichaam echter toch een zeer realistisch uitgangspunt is. Op basis van deze proef kan een golfoverslag van 1 l/s per strekkende meter bij een kleidijk wel degelijk kan zorgen voor een verzadigde dijk en de aanname dus als reëel kan worden beschouwd. Het scenario 'volle dijk' is niet altijd conservatief, maar blijkt een reëel scenario. Gezien de snelheid van de opbouw van de waterspanningen ook bij lagere debieten mag voorzichtig worden geconcludeerd dat verzadiging ook kan al optreden bij debieten lager dan 1 l/s per strekkende meter.

Echter de veiligheidsfactor die was berekend voor het proefvak bij een volledige verzadiging op basis van lokaal bepaalde sterkteparameters was 1.0 bij rekenkundig gemiddelde parameters. Tijdens de proef waren er echter geen enkele signalen van (beginnende) instabiliteit ook niet toen het dijklichaam verzadigd was. Dit geeft aanleiding tot een aantal verdere vragen, te weten:

1. De stabiliteitssommen op basis van gemiddelde sterkteparameters geven een veiligheidsfactor van 1.0 voor een relatief oppervlakkig afschuifvlak (circa 2 m diep intrede 1 meter in de binnenkruin, uittrede in de binnenteen). Dit komt niet overeen met de observatie. Waar en in welke mate 'onderschatten' we de sterkte bij lage spanningen? Is het zo dat de gemeten waterspanningen in het dijklichaam tijdens de proef waterspanningen zijn die zich in de structuren (scheurtjes en 'kiertjes' tussen de klei aggregaten/korrels) opbouwen terwijl de aggregaten 'droog blijven'. Ofwel is er dus geen sprake van volledige verzadiging en wordt de sterkte in grote mate bepaald door de structuur van de klei?
2. Als afgeleide van het eerste punt, als de interne structuur van een kleidijk lichaam ook zeer bepalend is voor de standzekerheid hoe zal dan de structuur van de klei in een dijklichaam zich ontwikkelen onder extreme klimaat veranderingen met perioden van hogere neerslag en extremere temperaturen en droogte? Deformatie metingen tijdens deze proef laten reversibele en irreversibele zwel zien, maar hoe zal dit zich ontwikkelen bij meer extremen?




Naast bovengenoemde conclusies en vragen is ook een bewezen sterkte analyse uitgevoerd voor het beproefde dijkvak. De uitgevoerde infiltratieproef heeft aangetoond dat het binnentalud van de dijk een grote hoeveelheid water kan weerstaan zonder af te schuiven. Voor zowel de toets situatie als de geobserveerde situatie (de proef) is een betrouwbaarheidsindex uitgerekend. Door het combineren van de verschillende invloedsfactoren is uiteindelijk een update van de betrouwbaarheidsindex bepaald voor de het meenemen van de buiten geobserveerde situatie.

**Titel**  
Analyse infiltratieproef IJsseldijk

**Project**  
11202663-002

**Pagina's**  
44

Deze update leidt tot een significante verhoging van de betrouwbaarheidsindex. Door de update stijgt deze betrouwbaarheid van 3.96 naar 4.98. Dit betreft een faalkanstoename van circa 1/75 jaar naar circa 1/8500 per jaar (uitgedrukt als 'normfaalkans' waarbij de beide beta's vertaald zijn naar faalkans voor de doorsnede en daarna met mede nemen van faalkansbudget, lengte, a en b factoren uitgedrukt als equivalente 'faalkansnorm'). Hieruit blijkt dat het 'maken' van een observatie zoals een infiltratieproef grote invloed kan hebben op de resultaten van een bewezen sterkteanalyse.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
3	oktober 2018	ir. A. van Hoven A.F. Noordam		ir. M. van der Ruyt		ir. L. Voogt	

**Status**  
definitief

## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Algemene beschrijving en aanleiding	1
1.2	Kader	2
1.3	Betrokken partijen	2
1.4	Korte inhoud	2
1.5	Leeswijzer	3
<b>2</b>	<b>Beschrijving proeflocatie en uitgangspunten voor geotechnische berekeningen</b>	<b>4</b>
2.1	Locatiekeuze	4
2.2	Historische gegevens	4
2.3	Dwarsprofiel	7
2.4	Grondopbouw	8
2.5	Grondparameters	9
2.5.1	Gewichten en schuifsterkteparameters	9
2.5.2	Doorlatendheidparameters	10
2.6	Hydraulische randvoorwaarden, polderpeil en buitenwaterstand	11
<b>3</b>	<b>Samenvatting proefverloop en metingen</b>	<b>13</b>
3.1	Proefprogramma	13
3.2	Verplaatsingsmetingen	13
3.3	Waterspanningsmetingen	15
3.4	Overige waarnemingen	23
<b>4</b>	<b>Geotechnische berekeningen</b>	<b>24</b>
4.1	Predictieberekeningen stabiliteit	24
4.1.1	Doel	24
4.1.2	Resultaten	24
4.1.3	Analyse en conclusies	25
4.2	Postdictieberekeningen waterspanningen	25
4.2.1	Doel	25
4.2.2	Methodes	26
4.2.3	Resultaten	26
4.2.4	Analyse en conclusies	34
4.3	Postdictieberekeningen stabiliteit en vervormingen	34
4.4	Bewezen sterkte berekeningen met medenemen proefresultaat als observatie	34
4.4.1	Doel	34
4.4.2	Invoergegevens	35
4.4.3	Modellering toetsituatie	35
4.4.4	Modellering observatie	37
4.4.5	Toepassing faalkans updating	38
4.4.6	Conclusies en observaties faalkans update	39
<b>5</b>	<b>Conclusies, discussiepunten en aanbevelingen</b>	<b>40</b>
5.1	Conclusies	40
5.2	Discussiepunten en aanbevelingen	41



11202663-002-GEO-0002, 22 oktober 2018, definitief

<b>6 Referenties</b>	<b>44</b>
<b>Bijlage(n)</b>	
<b>A Historische gegevens</b>	<b>A-1</b>
<b>B Wrijvingseigenschappen</b>	<b>B-1</b>
B.1 Geotechnical laboratory test results	B-1
B.2 Undrained shear strength exponent, m	B-3
B.3 Shear strength ratio, S	B-3
B.4 Drained shear strength parameters	B-3
B.5 Assessment of undrained shear strength	B-4
B.6 Soil parameters as assessed from KIJK and POVM Actuele sterkte project	B-8
<b>C Doorlatendheidparameters op basis van doorlatendheidproeven op grote monsters</b>	<b>C-1</b>
C.1 Inleiding	C-1
C.2 Beschrijving van de proefopstelling	C-1
C.3 Berekening doorlatendheid	C-3
C.4 Berekening actieve porositeit	C-7
<b>D D Bewezen sterkte analyse</b>	<b>D-1</b>

## 1 Inleiding

### 1.1 Algemene beschrijving en aanleiding

Op 27 en 28 juni 2018 is op de dijk langs de Hollandse IJssel een infiltratieproef uitgevoerd (Figuur 1.1). Hiermee wordt gesimuleerd dat er golfoverslag optreedt waarvan een deel in de dijk infiltreert. Er bestaat veel onzekerheid over het proces van infiltratie, waardoor er in de praktijk veiligheidshalve wordt uitgegaan van een 'volle dijk' bij een golfoverslagdebiet van 1 l/s/m of meer. De schematisering die hierbij wordt gebruikt is een freatisch vlak gelijk aan het maaiveld met daaronder een hydrostatische druk.



Figuur 1.1 Situatie 30 m breed proefvak Infiltratieproef Kattendijk bij Klein Hitland

De hypothese is dat de schematisering van een freatisch vlak op het maaiveld bij een golfoverslagdebiet groter dan 1 l/s/m in een stabiliteitsanalyse conservatief is en door middel van onderzoek kwantitatief kan worden aangescherpt.

In 2017 werd in het kader van het project POVM Beter Benutten Actuele Sterkte een al een infiltratieproef uitgevoerd langs de IJssel bij Kattendijke [1] en [2]. Deze proef werd echter na circa 50 minuten afgebroken vanwege een beperkte instabiliteit van het talud, waardoor de hypothese niet kon worden onderbouwd noch verworpen.



## 1.2 Kader

Het onderzoek naar infiltratie wordt uitgevoerd in het kader van de POVM (Project overstijgende verkenning macrostabiliteit).

## 1.3 Betrokken partijen

De proef is tot stand gekomen door een nauwe samenwerking tussen het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard (HHSK), de POVM en Deltares. HHSK faciliteerde de proef, zorgde voor een dijk, voorzag het project van de benodigde voorkennis over de proeflocatie en hielp mee bij de vergunningen en het (vele!) regelwerk en de communicatie naar alle betrokkenen, omwonenden en 'stake holders' rondom de proef. POVM had de rol van betrokken opdrachtgever en voorzag het project naast de financiering ook van de inhoudelijke vraagstelling, het creëren van draagvlak voor het onderzoek en een toezien oog op de risico's. Deltares was verantwoordelijke voor het uitvoeren van de proef en de analyses ervan.

Bij de daadwerkelijke proefuitvoering werkte naast Deltares ook Infram en IV Infra. Infram zorgde voor de infiltratiebenodigheden, pompen leidingen en de infiltratiebuis en IV-Infra verzorgde de verplaatsingsmetingen.

## 1.4 Korte inhoud

Nadat in de voorafgaande periode de waterspanningsmeters en tensiometers zijn geïnstalleerd en de verplaatsingsmetingen zijn gestart, is op woensdag 27 juni de infiltratieproef begonnen (Figuur 1.2). Aanvankelijk stapsgewijs met een oplopend overstromedebiet en stroomduur, daarna op donderdag 10 uur lang met circa 1,85 l/s per m.



Figuur 1.2 Start van de proef 27 juni 2018

Uit de predictieberekeningen bleek er een gereede kans op een oppervlakkige instabiliteit indien de waterspanningen in de dijk zouden oplopen tot nabij het scenario van een volle dijk. De kans op diepe glijvlakken was bij dat scenario echter gering. Tijdens de proef zijn de vervormingen van en waterspanningen in de dijk continu gemonitord, enerzijds voor de analyse achteraf en anderzijds om een eventuele instabiliteit te signaleren.

Tijdens de proef hebben de verplaatsingsmeters en de waterspanningsmeters naar behoren gewerkt. De verplaatsingen bleven beperkt tot enkele centimeters, met name zwel van de kleidijk als gevolg van de toename van het vochtgehalte. De waterspanningen liepen relatief snel op, vooral in de dijk zelf, terwijl de waterspanningen in de diepere ondergrond hierbij achterbleven. Dit analysereport bevat de interpretatie van de metingen. Tevens bevat het rapport een postdictie van de grondwaterstroming met Plaxis tijdens het infiltreren en de uren daarna ter ijkning van de doorlatendheden van dit specifieke dijktraject en analyse van de oorspronkelijke doelstelling.

## 1.5 Leeswijzer

Hoofdstuk 1 van dit rapport geeft de context van de uitgevoerde proef aan. Het tweede Hoofdstuk geeft de uitgangspunten met betrekking tot hoe tot de locatiekeuze is gekomen, welke geotechnische proeven zijn uitgevoerd om tot de geotechnische uitgangspunten te komen. Hoofdstuk 3 geeft een samenvatting van het verloop van de proef en de verschillende waarnemingen. De geotechnische postdictie berekeningen zijn gegeven in Hoofdstuk 4 en de conclusies en aanbevelingen worden gegeven in het laatste Hoofdstuk 5.



## 2 Beschrijving proeflocatie en uitgangspunten voor geotechnische berekeningen

### 2.1 Locatiekeuze

De proeflocatie is samen met het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard (HHSK) gekozen. Afwegingen hierbij waren de aanwezigheid van een voorland voor veiligheid bij een instabiliteit, schadebeeld onder dagelijkse omstandigheden, scheuren in de kruin, bolling van het talud, logistieke overwegingen, aanwezigheid van kabels en leidingen, homogeniteit van de dijk op basis van elektromagnetisch onderzoek (EM) en stabiliteitsberekeningen uit de eerdere toetsing. Gekozen is voor de locatie bij Klein Hitland, zoals aangegeven in Figuur 1.1.

Volgens stabiliteitsberekeningen uit een eerdere toetsing is de kans op een grote instabiliteit of afschuiving bij een hoge waterstand op de IJssel op de gekozen locatie zeer klein. Bij een lage waterstand, zoals tijdens de proef, is de kans op een afschuiving nog kleiner en de kans op een overstroming bij een instabiliteit bijna nul. Dit was een zeer gunstig argument voor deze locatie. In het kader van de infiltratieproef is de stabiliteit opnieuw berekend (paragraaf 4.1) op basis van lokaal bepaalde parameters (paragraaf 2.5.1).

Daarnaast bleek dat de ondiepe ondergrond volgens het EM onderzoek vrij homogeen was [3] en uit de visuele inspectie bleek dat er hier geen zichtbare scheuren in de kruin aanwezig waren, zoals elders op de dijk wel het geval is. Kabels en leidingen zijn op de gekozen proeflocatie niet aanwezig.

### 2.2 Historische gegevens

Het doel van het nagaan van historische gegevens is om na te gaan of er op basis hiervan iets gezegd kan worden over de dijkopbouw. Dit geeft bijvoorbeeld aanwijzingen voor het plaatsen van grondonderzoekspunten [3], voor het schematiseren van het dwarsprofiel en voor het verklaren van geotechnische parameters.

Gegevens van [www.topotijdreis.nl](http://www.topotijdreis.nl) worden gegeven in Bijlage A. Op de historische topografische kaarten zijn geen bijzonderheden te zien. Sinds de kaart van 1925 ligt de dijk op hetzelfde tracé en ligt er een weg op de kruin. Sinds halverwege jaren 90 is er binnendijs een weg en een afrit van de dijk aangelegd welke nu dient voor bereikbaarheid van het binnendijs gelegen pand en fietspad. De kaarten hebben niet voldoende detail om de geometrie van de dijk precies te zien.

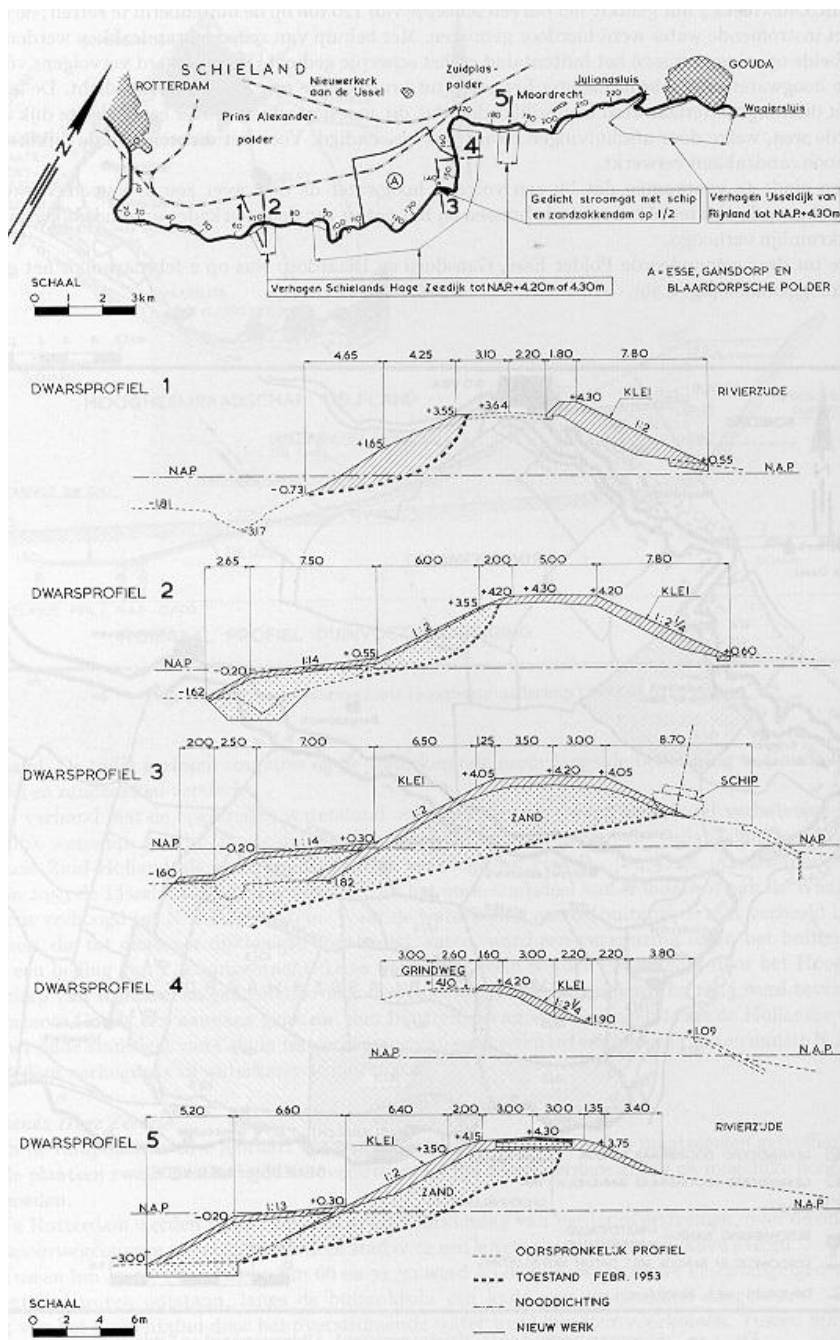
Bij de stormvloed van 1953 is de dijk aan de Schielandse kant van de IJssel op enkele plaatsen beschadigd en op één plaats bijna doorgebroken. Hierbij is door het invaren van een schip in het gat erger voorkomen. Ter herinnering aan deze gebeurtenis is hier een monument geplaatst (Figuur 2.1), op de achtergrond van de foto is de proeflocatie.



*Figuur 2.1 Belangstellenden voor de infiltratieproef bij het monument ter herinnering aan de stormvloed van 1953 en de bijna dijkdoorbraak*

Door HHSK is een overzicht van schades aan de dijk en noodversterkingen geleverd (zie Figuur 2.2). Het overzicht mist het detail op welke strekkingen precies schade is opgetreden. Uit de dwarsprofielen blijkt dat de schade met name aan de binnenzijde van de dijk optrad, als gevolg van golfoverslag. Dit kan zowel het gevolg zijn van erosie van de grasmat, als het oppervlakkig afschuiven van de grasmat van het binnentalud, gevolgd door erosie. De onzekerheid over de aanwezigheid van oude noodversterkingen, mogelijk in zand uitgevoerd en afgedekt met een kleilaag, was reden om de dijktaaluds vlak dekkend te onderzoeken met EM [3]. Een niet goed drainerende zandopsluiting kan namelijk zeer gevoelig zijn voor golfoverslag, zoals ervaren bij de eerdere infiltratieproef.

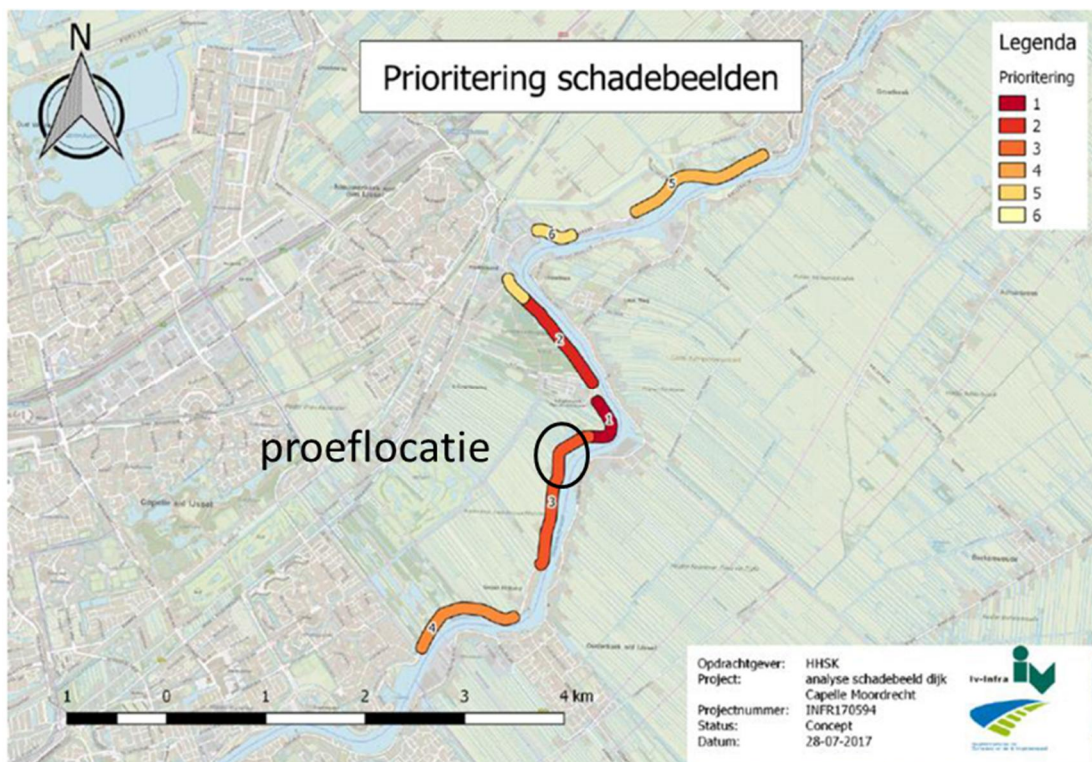
Uit het archief van HHSK zijn diverse versterkingen sinds 1917 gehaald. Een samenvatting van de tekeningen van de dwarsprofielen wordt gegeven in bijlage 6A. Het betreft kruinverhogingen en taludaanvullingen in 1917 en 1943, een zandberm met kleiafdekking in 1953 en een bermaanvulling in 2008. De aanvullingen zijn terug te vinden in de aangetroffen gelaagdheid van het dijksmateriaal [3].



Figuur 2.2 Overzicht schades en versterkingen naar aanleiding van de stormvloed van 1953

Recent is door HHSK is een onderzoek uitgevoerd naar de kwaliteit van de bekleding van de IJsseldijk en de aanwezigheid van scheuren in de dijk. Hieruit is een prioritering van schadebeelden gekomen (Figuur 2.3). Uit deze figuur blijkt dat de proeflocatie een hoge prioriteit heeft ten aanzien van schadebeelden. Het talud bevat met name veel muizengangen en ritten op het binnentalud die het talud hobbelig maken en waardoor verwacht kan worden dat water snel door deze gangen in de dijk infiltreert. Mollengangen worden met name aangetroffen op de binnenberm. De 30 meter waarlangs de proef wordt uitgevoerd heeft geen scheuren in de kruin.



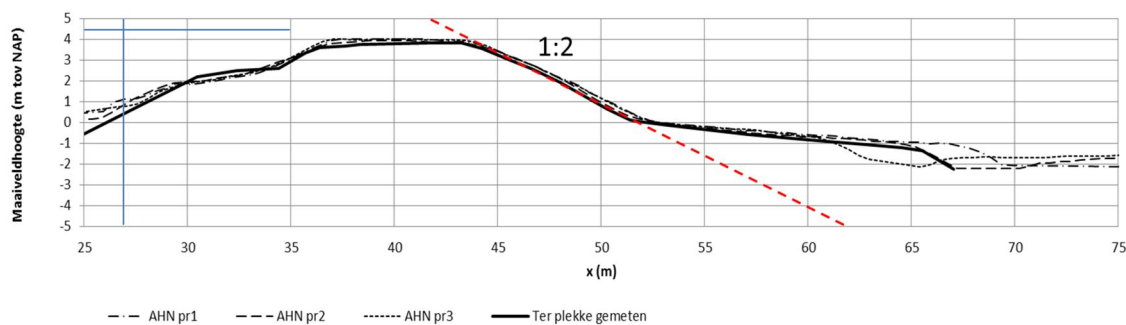


Figuur 2.3 Prioritering schadebeelden

Uit een inspectie ter plekke is vastgesteld dat er op de proeflocatie zelf geen scheuren in de dijk zitten, wat op enige afstand van het proefvak overigens weer wel het geval is. Er zijn daarnaast inderdaad veel muizengangen aangetroffen, maar niet zodanig dat dit de infiltratieproef in de weg zit. Overigens zijn bijna alle groene dijken de leefomgeving van muizen en mollen.

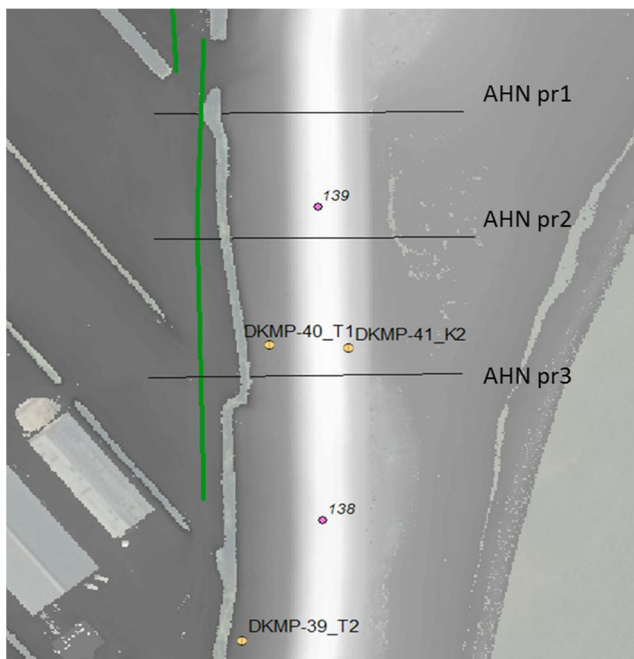
### 2.3 Dwarsprofiel

Het dwarsprofiel op de beoogde locatie is ingemeten en ontleend aan het AHN. De representaties staan in Figuur 2.4. Het binnentalud is bijna 4 m hoog en heeft een helling 1:2, waarbij de onderzijde van het talud iets steiler is dan het bovenste deel. Er is een binnenberm aanwezig met een lengte van ca. 15 m op een hoogte van 0 tot - 1 m NAP.



Figuur 2.4 Dwarsprofielen van de proeflocatie uit AHN en ter plaatse ingemeten profiel

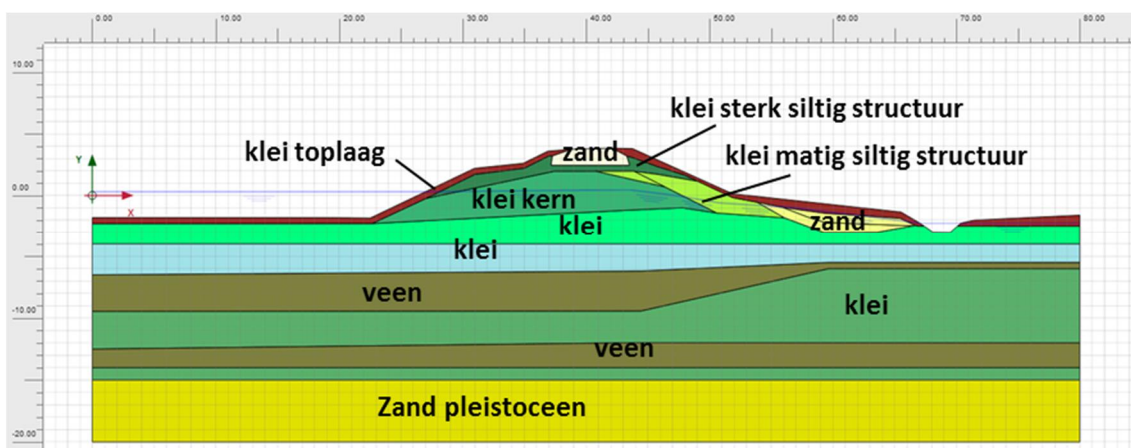
De afstand tussen de teensloot en het talud verloopt enigszins over het proefvak, zoals te zien in de dwarsprofielen en de locaties waar de AHN-dwarsprofielen zijn genomen (Figuur 2.5).



Figuur 2.5 AHN situatie met plaatsen dwarsprofielen, dijkpaalnummering en locatie oud grondonderzoek (wit=hoog, grijs = laag)

## 2.4 Grondopbouw

Na het besluit over de locatie is ter plaatse grondonderzoek uitgevoerd, bestaande uit boringen, sonderingen en EM-onderzoek. Het onderzoek is gerapporteerd in [3]. De hieruit voortvloeiende schematisering van de grondlagen staat in Figuur 2.6.



Figuur 2.6 Geschematiseerde bodemopbouw

Deze schematisering is gebruikt voor het maken van de stabiliteit- en grondwaterstromingsberekeningen.

## 2.5 Grondparameters

### 2.5.1 Gewichten en schuifsterkteparameters

In het proefvak zijn in het kader van de proef boringen uitgevoerd, waaruit grondmonsters zijn gewonnen voor beproeving in het laboratorium. Voor het grondonderzoek en de resultaten van het laboratoriumonderzoek wordt verwezen naar [3].

De interpretatie van het laboratoriumonderzoek tot wrijvingsparameters wordt beschreven in Bijlage 6B.

Het onderzoek heeft geleid tot de gewichten en wrijvingseigenschappen zoals samengevat in onderstaande tabellen.

Naam	Droog volume gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	Nat volume gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	Cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]	Frictie hoek [deg]	Ratio Su/Pc [-]	Strength increase exp [-]
Cunet	18	20	0	35		
Zand	18	20	0	32.5		
Veen	11	11			0.38	0.88
Klei, oud maaiveld	14	18			0.32	0.92
Klei	19.6	20.58			0.32	0.92
Klei, matig siltig structuur	14	18	3.4	31.8		
Klei, matig siltig	14.1	18.5	3.4	31.8		
Klei, sterk siltig structuur	13.3	17.6	3.4	31.8		
Toplaag	13.8	18.5	3.4	31.8		
Pleistoceen	18	20	0	32.5		

Tabel 2.1 Gemiddelde waarden voor de geotechnische parameters



Naam	Droog volume gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	Nat volume gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	Cohesie [kN/m <sup>2</sup> ]	Frictie hoek [deg]	Ratio Su/Pc [-]	Strength increase exp [-]
Cunet	18	20	0	30		
Zand	18	20	0	30		
Veen	11	11			0.36	0.86
Klei, oud maaiveld	14	18			0.29	0.89
Klei	19.6	20.58			0.29	0.89
Klei, matig siltig structuur	14	18	0.7	31.3		
Klei, matig siltig	14.1	18.5	0.7	31.3		
Klei, sterk siltig structuur	13.3	17.6	0.7	31.3		
Toplaag	13.8	18.5	0.7	31.3		
Pleistoceen	18	20	0	30		

Tabel 2.2 Karakteristieke waarden voor de geotechnische parameters

## 2.5.2 Doorlatendheidparameters

De doorlatendheidparameters zijn bepaald aan de hand van boorgat infiltratiemetingen op de diepere kleikern en op falling head proeven op grote kleimonsters uit de laag tot ca. 2 m diepte onder het taludoppervlak. De falling head proeven en de boorgat infiltratiemetingen staan beschreven in [3]. In bijlage C staat de uitwerking van de falling head proeven naar de relevante parameters. De resultaten uit de falling head proeven op de grote kleimonsters en uit de boorgat infiltratiemetingen zijn samengevat in respectievelijk Tabel 2.3 en Tabel 2.4. De locatie van de monsters en boorgatmetingen binnen de geschematiseerde geometrie is weergegeven in Figuur 2.7.

De gemeten waarden waren het startpunt bij het terugrekenen van de waterspanningen in de dijk als gevolg van infiltratie. De parameters zijn vervolgens aangepast zodanig dat de gemeten waterspanningen zo goed mogelijk konden worden verklaard. De berekeningen staan beschreven in Hoofdstuk 4.

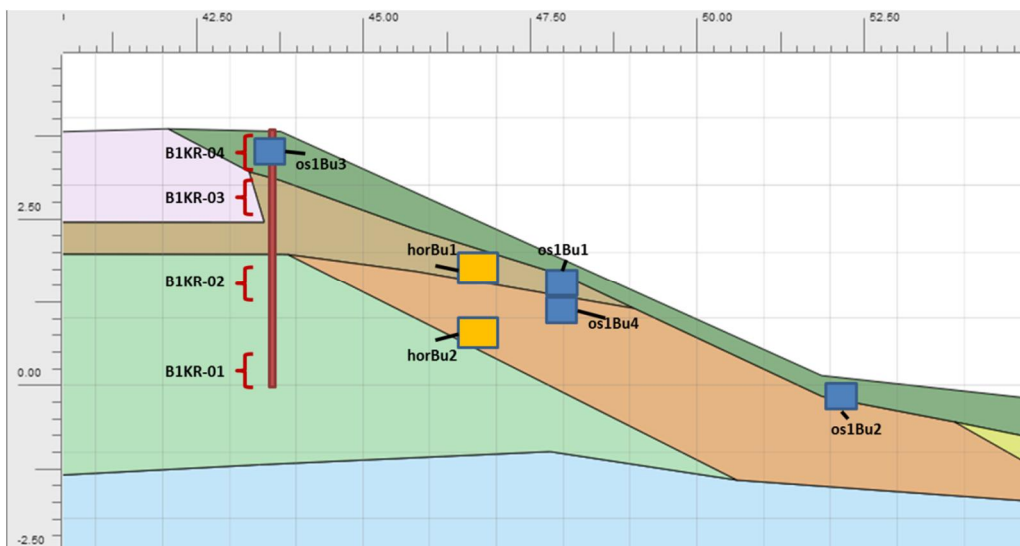
Monster	Diepte (m –MV)	Hoogte (m)	k (m/s)	Laag (Figuur 2.6)
OS1Bu1 - verticaal	0,2-0,5	0,34	$0,7 \times 10^{-5}$	Klei sterk siltig structuur
OS1Bu2 – verticaal	0,1-0,4	0,35	$2,6 \times 10^{-5}$	Klei toplaag
OS1Bu3 – verticaal	0,1-0,4	0,38	$0,9 \times 10^{-5}$	Klei toplaag
OS1Bu4 - verticaal	0,6-0,9	0,33	$2,7 \times 10^{-4}$	Klei matig siltig structuur
R1Bu1 - horizontaal	0,4–0,8	0,53	$1,7 \times 10^{-5}$	Klei sterk siltig structuur
R1Bu2 – horizontaal*	1,5-1,9	0,49	$1,2 \times 10^{-6}$	Klei matig siltig structuur
R2Bu1 – horizontaal**	0,4-0,8	0,46	$2,5 \times 10^{-6}$	Klei sterk siltig structuur
R2Bu2 - horizontaal	1,3-1,7	0,45	$2,6 \times 10^{-6}$	Klei matig siltig structuur

\* is niet goed na te rekenen met verzadigde falling head formule  
 \*\* onverklaarbare hobbels in meting, waardoor slecht te fitten,  $2 \text{ à } 3 \times 10^{-6}$

Tabel 2.3 Verzadigde doorlatendheid uit grote kleimonsters

Peilbuis	Diepte (m -MV)	k (m/s)	Laag (Figuur 2.6)
B1KR-01	3,5-4,0	$3,5 \times 10^{-7}$	Dijkkern
B1KR-02	2,0-2,5	$4,4 \times 10^{-6}$	Dijkkern/ klei matig siltig structuur
B1KR-03	0,7-1,1	$5,8 \times 10^{-7}$	Klei sterk siltig structuur
B1KR-04	0,1-0,5	$1,2 \times 10^{-7}$	Toplaag
B2KR-01	3,5-4,0	$6,9 \times 10^{-8}$	Dijkkern
B2KR-02	2,0-2,5	$1,1 \times 10^{-6}$	Dijkkern/ klei matig siltig structuur
B2KR-03	0,7-1,1	$1,2 \times 10^{-7}$	Klei sterk siltig structuur
B2KR-04	0,1-0,5	$3,4 \times 10^{-8}$	Toplaag

Tabel 2.4 Verzadigde doorlatendheid uit boorgat-infiltratiemetingen



Figuur 2.7 Locatie grote kleimonsters en boorgat-infiltratiemetingen binnen schematisatie

## 2.6 Hydraulische randvoorwaarden, polderpeil en buitenwaterstand

De grondwaterstand en de waterhuishouding in de dijk en de ondergrond zijn naast de doorlatendheidskarakteristieken van de grond afhankelijk van de randvoorwaarden. Dit betreft de randvoorwaarden rondom de te modelleren grond.

**De buitenwaterstand** op de Hollandse IJssel bij de proeflocatie is geschat als het gemiddelde van de meetstations bij Gouda en Krimpen aan den IJssel:

- Gemiddeld hoogwater ca. NAP + 1,26 m.
- Gemiddeld laagwater NAP - 0,30 m.
- Gemiddelde waterstand NAP + 0,28 m.

Tijdens de proef gedurende de twee dagen, waarbij op dag 2 10 uur lang is geïnfiltreerd varieerde de buitenwaterstand als gevolg van het getij. In de berekening is uitgegaan van een constante buitenwaterstand gelijk aan de gemiddelde waterstand. Tussen de proeven door werd niet of nauwelijks de invloed van de variatie van de buitenwaterstand gemeten. Omdat alleen de dieper geplaatste vwp- waterspanningsmeters een kleine reactie gaven op het getij

wordt vermoed dat het gaat om ongedraineerd reagerende grond op het opzij drukken van de dijk door Deze was zeer gering ten opzichte van de waterspanningsverhoging als gevolg van infiltratie, wat de aanname van een constante buitenwaterstand rechtvaardigt.

Het **polderpeil** is ingemeten en bedraagt ten tijde van de proef circa NAP - 2,25 m.

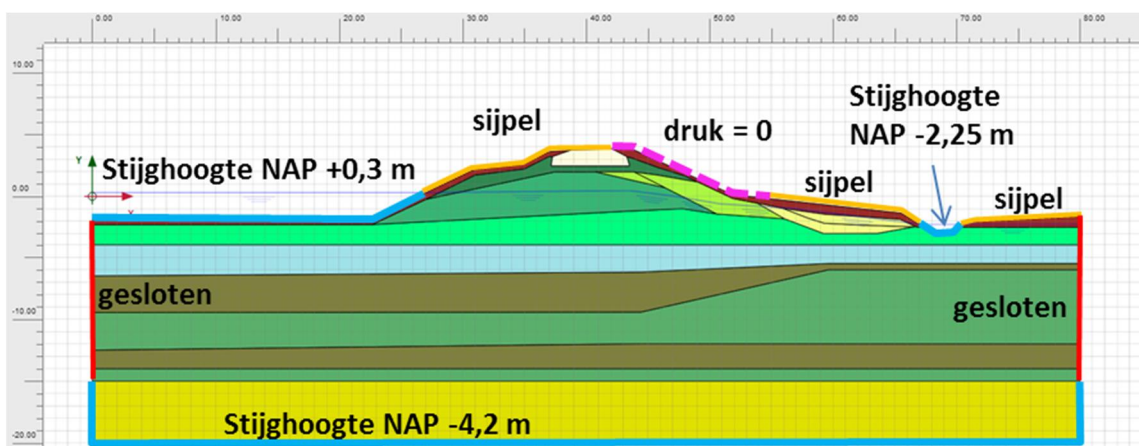
De onderkant van het model betreft het diepe zand, ofwel het eerste watervoerende pakket. De **stijghoogte in het eerste watervoerende pakket** is ongeveer gelijk aan NAP -4,2 m. De stijghoogte wordt vooral bepaald door de diepe polders achter de dijk. De Hollandse IJssel staat ter plaatse van de proeflocatie niet in contact met het diepe zand, dit is alleen het geval vlak bij Krimpen. Bron is de TNO grondwaterkaart van 1995, waarvan het beeld is onderschreven door de waterspanningsmetingen bij de uitgevoerde sonderingen en door peilbuismetingen die zijn uitgevoerd door de eerdere infiltratieproef.

De **randvoorwaarde voor infiltratie** is een druk is 0 kPa randvoorwaarde op het maaiveld. Hiermee wordt gesimuleerd dat er een dun waterlaagje op het talud aanwezig is en er dus een wateraanbod is dat de infiltratiecapaciteit van het talud overstijgt. Tijdens de proef is het talud vanaf de asfaltweg tot de teen en circa 1,75 m van de berm natgehouden door het te overstromen. Op circa 1,75 m van de teen was een dammetje opgeworpen dat ervoor zorgde dat water zijdelings richting de teensloot werd afgevoerd. De berm tussen dit dammetje en de teensloot werd niet actief nat gehouden. Op enkele diepere plekken in de berm welke er echter wat water op, waardoor delen van de berm ook nat waren.

Het proefprogramma voor infiltratie wordt weergegeven in paragraaf 3.1.

Overige maaiveld delen zijn gemodelleerd als sijpeloppervlak. Dat wil zeggen dat water vrij kan uitstromen als uit de berekening komt dat er op het oppervlak een buitenwaarts gerichte gradiënt in stijghoogte ontstaat.

Een overzicht van de randvoorwaarden wordt gegeven in Figuur 2.8.



Figuur 2.8 Overzicht randvoorwaarden in de schematisering

### 3 Samenvatting proefverloop en metingen

#### 3.1 Proefprogramma

Op 25 juni is na het installeren van alle (oppervlakte) monitoring (salons en meetprisma's) 3,5 uur berekend met een tuinsproei installatie. Deze berekening is doorgezet op 26 juni 2018 waarbij het talud is berekend met een geschat volume van 20 à 30 m<sup>3</sup>.

Het proefprogramma, de duur en het debiet is gegeven in Proefprogramma, tijd, debiet (m<sup>3</sup>/uur en l/s per m) en volume (m<sup>3</sup>).

Datum	Nr.	Q [m <sup>3</sup> /uur]	q l/s per m	Pomp		Duur [uur:min]	Per proef [m <sup>3</sup> ]	Totaal [m <sup>3</sup> ]
				aan	uit			
27-jun	I	20	0,19	08:11	08:21	00:10	3,9	3,9
27-jun	II	30	0,28	08:55	09:14	00:19	10,6	14,5
27-jun	III	40	0,37	09:50	10:00	00:10	7,1	21,6
27-jun	IV	40	0,37	10:58	11:28	00:30	21,1	42,7
27-jun	V	55	0,51	13:01	14:31	01:30	84,8	127,5
27-jun	VI	120	1,11	15:15	15:50	00:35	69,7	197,1
27-jun	VI	200	1,85	15:50	16:45	00:55	181,1	378,3
28-jun	VII	200	1,85	08:00	18:00	10:00	2066	2444,3

Tabel 3.1 Proefprogramma, tijd, debiet (m<sup>3</sup>/uur en l/s per m) en volume (m<sup>3</sup>)

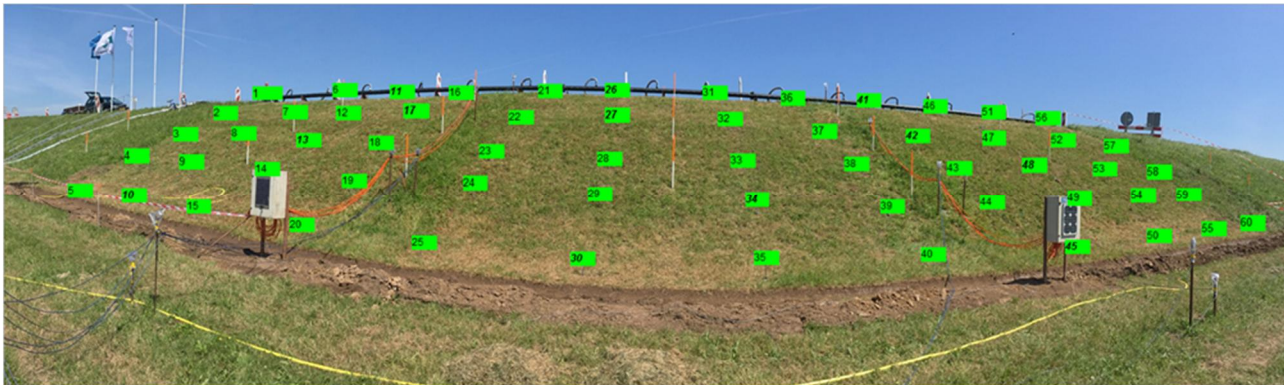
De greppel had helaas niet voldoende capaciteit om het vele water dat van het talud naar benden stroomde volledig af te voeren door 1 afvoer. Hierdoor moest er nog een tweede afvoer worden gegraven waardoor de meetstuw geen nuttige metingen meer opleverde.

Door de aanwezigheid van de vele muizengangen en de onregelmatigheden in het talud was er sprake van 'voorkeurs stroompjes'. Hoewel er dus niet een continue waterfilm over het talud aanwezig was leek er geen taluddelen te zijn die echt volledig droog bleven.

Pas bij de proef IV (in bovenstaande tabel) begon het water in de greppel te lopen. Voor verdere details wordt verwezen naar het Factual report [3].

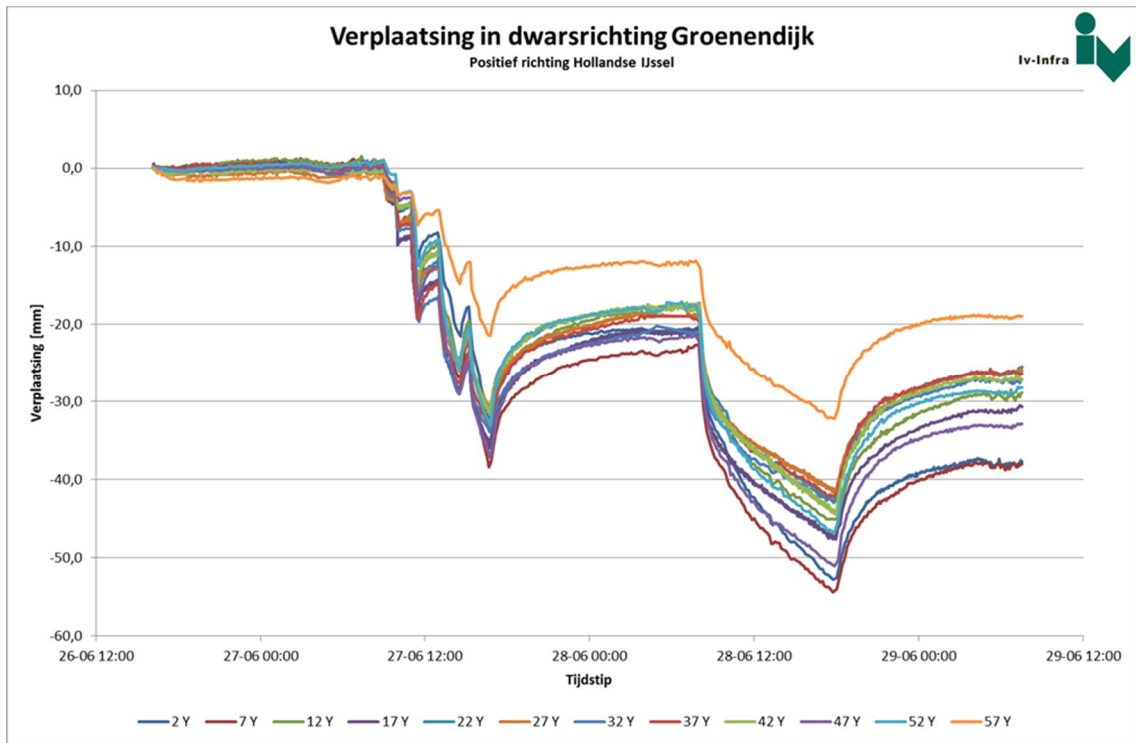
#### 3.2 Verplaatsingsmetingen

Om de deformaties van het dijklichaam te kunnen monitoren, zijn 60 meetprisma's verspreid over het binnentalud aangebracht. Het doel van de metingen was het signaleren van een eventuele instabiliteit en het daarop kunnen stoppen van de proef om de schade te beperken. De meetprisma's zijn ingemeten door 4 tachymeters. Een overzicht van de verdeling van de meetpunten en de gehanteerde nummering is weergegevens in onderstaande figuur. Ditzelfde figuur is tijdens de proef gebruikt om de 3D-verplaatsing per punt weer te geven ten tijde van de proef.

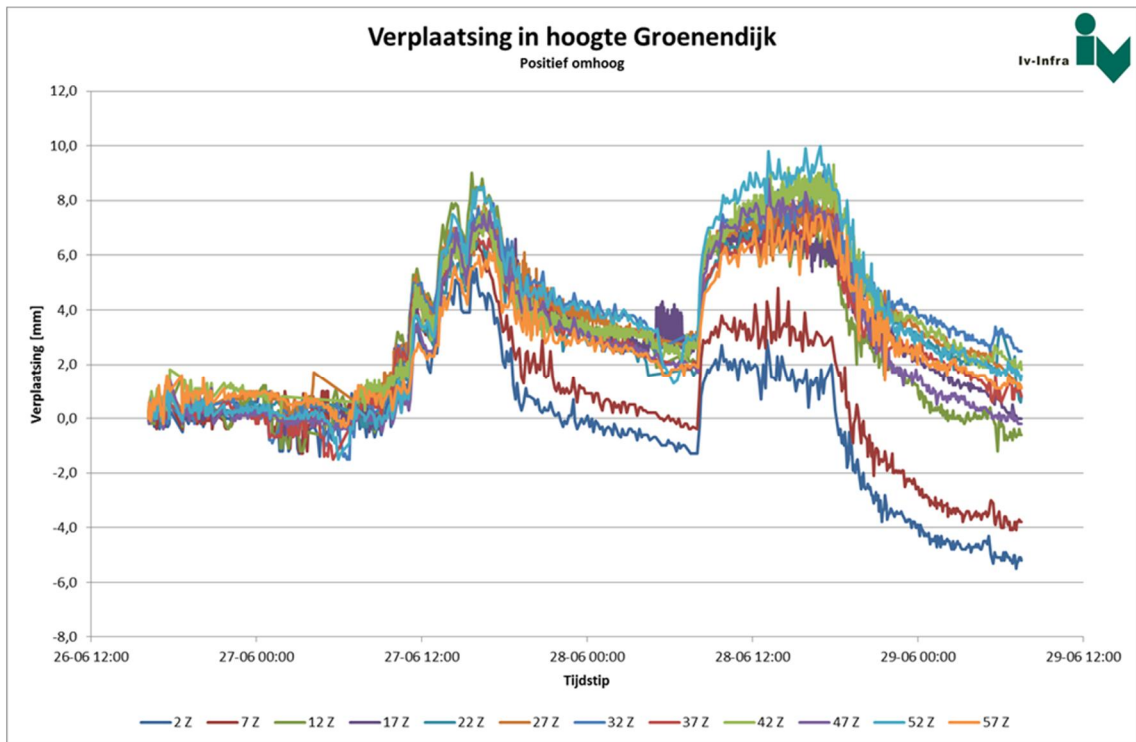


Figuur 3.1 Verdeling van meetprisma's over het binnentalud

De geregistreerde verplaatsingen zijn (met uitzondering van de rij op de kruin) qua karakteristiek als weergegeven in onderstaande figuren.



Figuur 3.2 Verplaatsingen in het horizontale vlak loodrecht op de dijk (y-richting) in rij B



Figuur 3.3 Verplaatsingen in hoogte (z) in rij B

De verplaatsingen zowel in het horizontale vlak (Figuur 3.2) als in hoogte (Figuur 3.3) laten een deels irreversibele deformatie en deels elastische terugverende deformatie zien bijna direct na het aanzetten van de pomp.

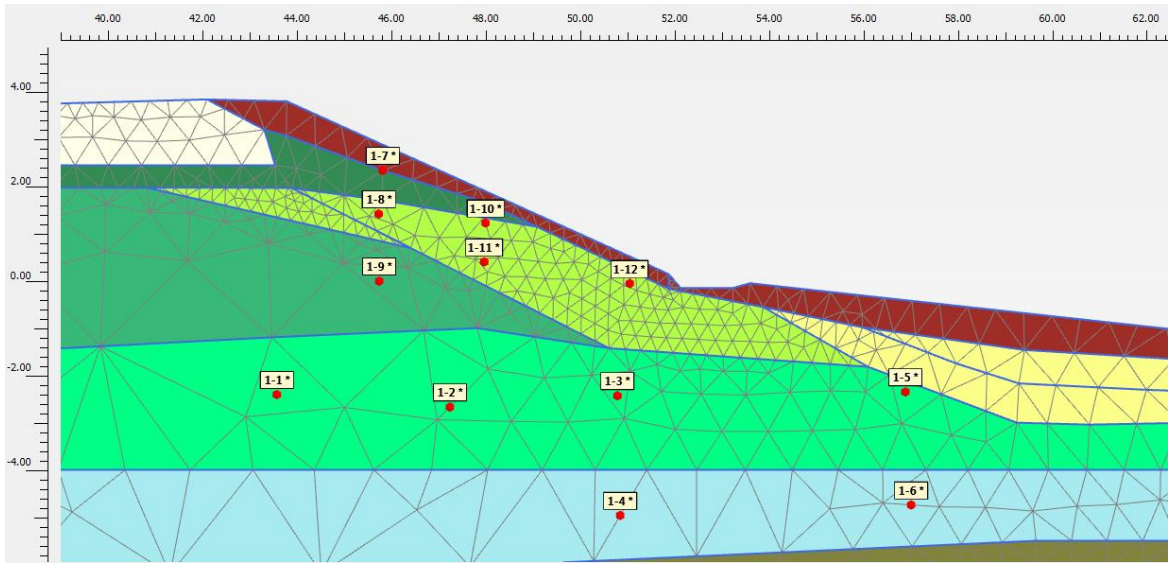
### 3.3 Waterspanningsmetingen

De metingen en plaatsingsgegevens worden gepresenteerd in het factueel report [3]. In deze paragraaf wordt een samenvatting van de metingen gegeven en een korte analyse. Een analyse aan de hand van het berekenen van de waterspanningen met PLAXIS staat in Hoofdstuk 4.

De metingen zijn uitgevoerd in twee raaien, raai 1 en raai 2. In het proefvak van 30 m zaten deze elk op 10 m van de rand van het vak, raai 1 bij de Zuidelijke rand en raai 2 bij de Noordelijke. In elk van de raaien zijn dezelfde aantallen waterspanningsmeters geplaatst, op ongeveer dezelfde plaatsen en dieptes.

Er is gebruik gemaakt van twee types waterspanningsmeters, tensio-meters in de onder dagelijkse omstandigheden onverzadigde zone van de kleidijk en vwp's onder het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden. Een principeschets wordt gegeven in Figuur 3.4. Bij de nummering staat het eerste getal voor de Raai, 1 of 2, en het tweede getal voor de locatie in onderstaande figuur (1 tot en met 12).

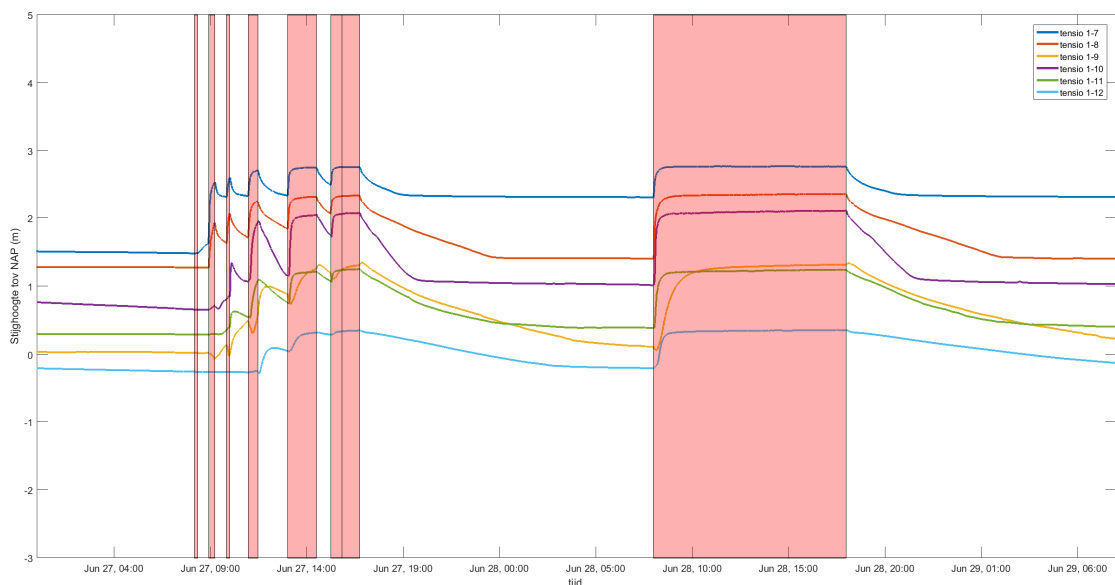




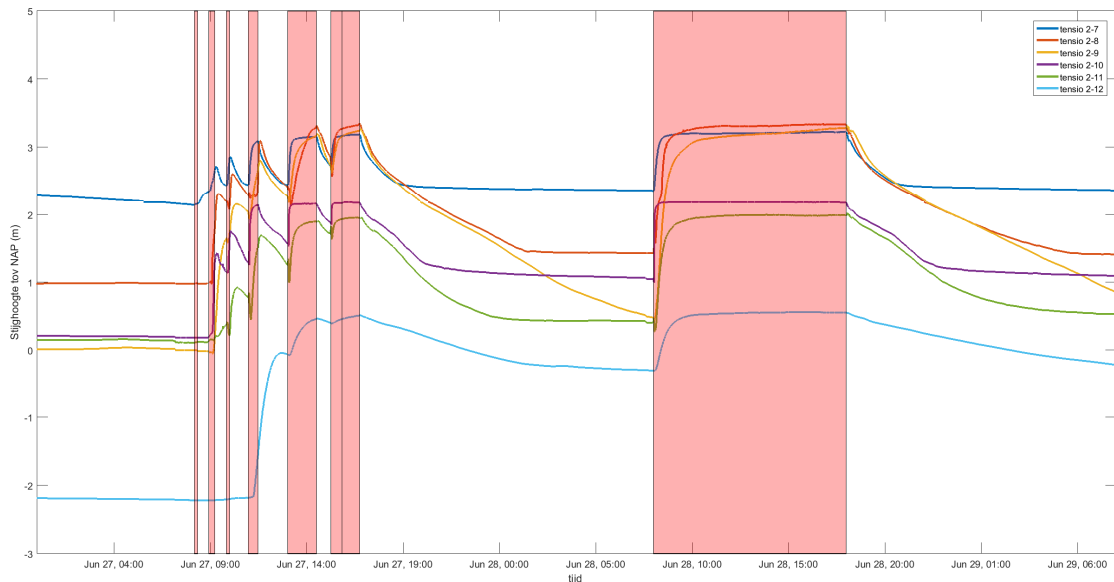
*Figuur 3.4 Schematische weergave van de plaatsing van tensio-meters (nr. 1-7 tot en met 1-12) en vwp's (nr. 1-1 tot en met 1-6) in het dwarsprofiel. De 1- staat voor de raai (1). In raai 2 is ongeveer dezelfde plaatsing gebruikt*

Naast de twee raaien zijn in het wegcunet vier peilbuizen met divers geplaatst. Deze stonden ter hoogte van Raai 1 en Raai 2 en aan beide randen van het proefvak. Voor de plaatsingsgegevens en de metingen wordt wederom verwezen naar [3].

De tensiometers (nrs. 7-12) staan allen in het dijksmateriaal met een diepte ten opzichte van het maaiveld van 0,8 m (nr. 7, 10 en 12) tot maximaal 3 m (nr. 9). Tijdens de proef loopt de waterspanning in alle tensiometers snel op. Tijdens dag 2, waarbij 10 uur continu wordt overstroomd stabiliseren de gemeten drukken zich al na circa 1 uur. Dit is ruim binnen de 3 à 6 uur waarvan wordt uitgegaan bij een maatgevende storm (Figuur 3.5 en Figuur 3.6).



*Figuur 3.5 Stijghoogte tensiometers dijksmateriaal (m t.o.v. NAP) raai 1 tegen tijd. Roze blokken geven overstromingstijd aan (zie Tabel 3.1)*



Figuur 3.6 Stijghoogte tensiometers dijksmateriaal (m t.o.v. NAP) raai 2 tegen tijd. Roze blokken geven overstromingstijd aan (zie Tabel 3.1)

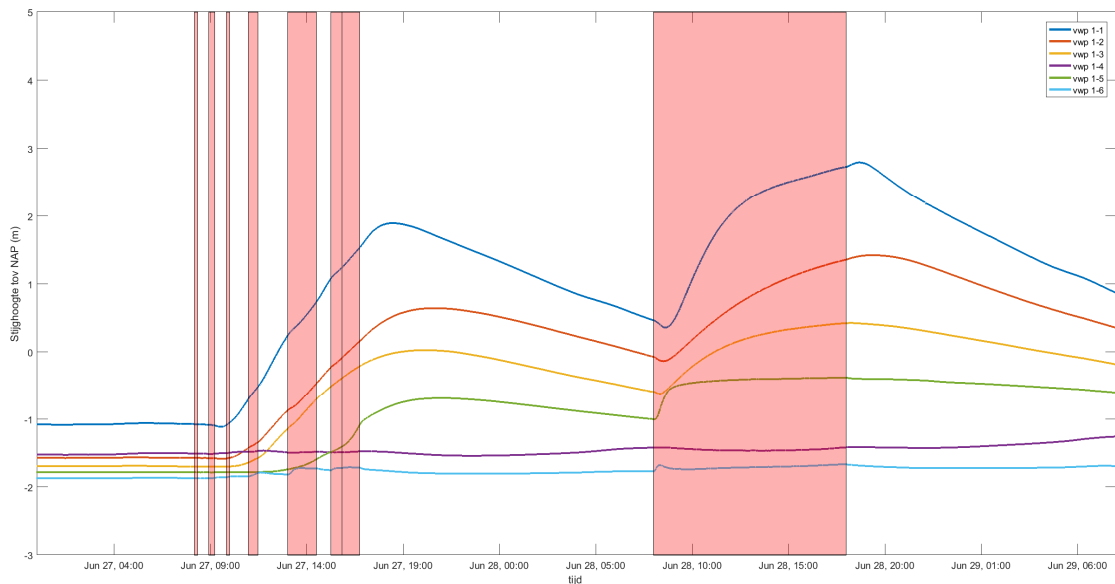
Deze snelle reactie van de tensiometers tot een diepte van 3 m onder het maaiveld zijn waargenomen in zowel raai 1 als in raai 2. De snelle reactie kan worden verklaard door een relatief hoge doorlatendheid van de grond tot op relatief grote diepte. De oorzaak zit waarschijnlijk in de tot relatief grote diepte ontwikkelde bodemstructuur, waarbij slechts weinig water door scheurtjes en wormgangen in de kern van de dijk komt en hier de druk in elk geval de macrostructuren laat toenemen. Er is weinig water volume nodig om de druk tot op deze diepte te doen toenemen.

Er is een groot verschil tussen de waarnemingen van de tensiometers tussen Raai 1 en 2. De tensiometers in raai 2 geven een 'volle dijk', dus een waterspanning die ongeveer gelijk is aan hydrostatisch vanaf het maaiveld. Bij de teen blijven 2-11 en 2-12 iets achter, maar grofweg wordt in het dijksmateriaal een hydrostatisch drukverloop vanaf het maaiveld gemeten. In raai 1 haalt enkel 1-10 bijna het 'volle dijk' scenario. De overige tensiometer blijven aanzienlijk achter. De diepe tensiometer 1-9 die in raai 2 (tensiometer 2-9) een stijghoogte tot maaiveld aangeeft, geeft in raai 1 een stijghoogte tot NAP +1,27 m ofwel circa 2 m onder maaiveld. De reactie van 1-9 is net zo snel, maar de eindwaarde van de stijghoogte is veel lager dan in raai 2.

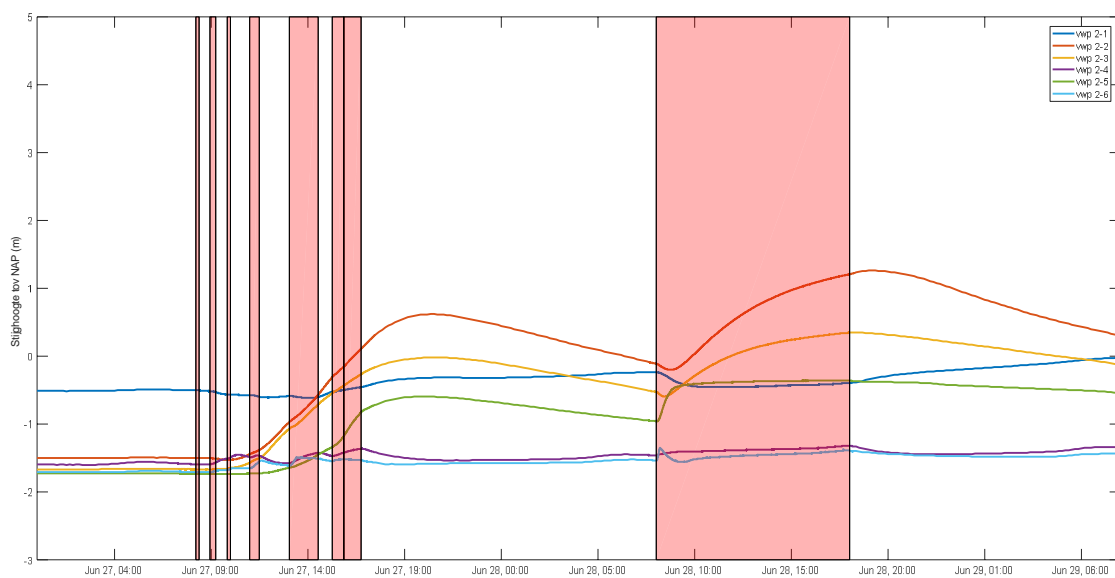
De variabiliteit in de reactie van de waterspanningen in de kleidijk op overstromen van water is zeer groot zo blijkt uit de metingen. Daarnaast is met de metingen in Raai 2 ook de aanname van een volle dijk voor het dijksmateriaal bij een golfoverslagdebiet van 1 l/s per m niet altijd te conservatief zoals aanvankelijk gedacht.

Een aanwijzing voor een ontwikkelde bodemstructuur tot op grote diepte in de dijk, en daarmee een relatief hoge doorlatendheid, komt uit de meting van de waterspanningen onder dagelijkse omstandigheden. Er is niet of nauwelijks sprake van opbolling in de dijk als gevolg van neerslag, wat duidt op een relatief hoge doorlatendheid. Hierbij wordt echter opgemerkt dat dit zowel voor Raai 1 als voor Raai 2 geldt, terwijl de raaien aanzienlijk verschillende reacties lieten zien.

In de natuurlijk afgezette grondlagen, onder het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden, stonden de vwp- waterspanningsmeters. Deze laten een veel langzamer reactie op het overstromen van de dijk zien (Figuur 3.7 en Figuur 3.8).



Figuur 3.7 Stijghoogte vwp's natuurlijke afzettingen (m t.o.v. NAP) raai 1 tegen tijd. Roze blokken geven overstromingstijd aan (zie Tabel 3.1)



Figuur 3.8 Stijghoogte vwp's natuurlijke afzettingen (m t.o.v. NAP) raai 2 tegen tijd. Roze blokken geven overstromingstijd aan (zie Tabel 3.1)

Voor aanvang van de proefdagen geven de vwp's een indicatie van de ligging van het freatisch vlak. Deze is grofweg in lijn met een verloop van de buitenwaterstand op de IJssel, gemiddeld ca. NAP + 0,3 m, naar het polderpeil aan de binnenzijde van NAP - 2,25 m. Er is geen opbolling van betekenis.

De diepste vwp's 1,2-4 en 1,2-6, welke met name waren geplaatst voor het signaleren van een eventuele diepere afschuiving, laten nauwelijks een reactie zien. De variatie van de stijghoogte tijdens de proefdagen is in de orde van 0,1 m.

De ondieper geplaatste vwp's laten een duidelijke reactie zien op de infiltratieproef. Gezien het verloop van de stijghoogte wordt het maximum niet bereikt binnen de proefduur. De stijghoogte loopt ook nog enkele uren op, na het stoppen van het overstromen van de dijk.

Voor de vwp's onder de dijk, (1, 2 en 3) geldt dat het scenario van een volle dijk, ofwel een stijghoogte tot aan het maaiveld niet wordt bereikt binnen de proefduur. Het hardst stijgen vwp 1-1 in Raai 1, een stijghoogte tot ruim 1 m onder het maaiveld, waarbij de hoogste waarde enkele uren na aanvang van de proef werd bereikt. In Raai 2 daalt 2-1 juist tijdens de proef, en stijgt 2-2 het hardst, tot circa 1,5 m onder het maaiveld. Waar in Raai 1 de tensiometers in het dijksmateriaal juist achterblijven bij Raai 2, is het bij de vwp's omgedraaid en wordt in Raai 1 een grotere stijging van gemeten dan in Raai 2.

De vwp in de zandberm, 1,2-5 laat in beide raaien een stijghoogte zien die oploopt tot aan het maaiveld van de berm. Tijdens proefdag 2 waarop 10 uur continu wordt gestroomd, gebeurt dit binnen enkele uren.

Zowel de absolute waarden van de vwp's, als de onderlinge verschillen binnen een Raai en de verschillen tussen de 2 raaien zijn moeilijk te verklaren en na te rekenen. Vanuit theoretisch oogpunt wordt verwacht dat er in een homogene dijk een infiltratiefront naar beneden zakt, door de aanvankelijk onverzadigde zone richting het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden. Achter het front stijgt de druk van een zuigspanning naar een drukspanning. Op het moment dat het infiltratiefront nog door de dijk naar beneden zakt blijft de druk achter het front nog gering, lager dan een hydrostatische druk ten opzichte van het maaiveld. Echter op het moment dat het front het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden raakt, of een zeer ondoorlatende laag tegenkomt, dan wordt verwacht dat de druk achter het infiltratiefront snel stijgt tot (ongeveer) hydrostatisch ten opzichte van maaiveld.

Door heterogeniteit van het dijksmateriaal mocht worden verwacht dat er geen recht front naar beneden zou zakken. Het water zakt naar verwachting vooral geconcentreerd door spleetjes en wormgangen en veel langzamer door de fijnste structuren en de kleiaggregaten zelf. Door verschillende afmetingen van de structuren werd wel verwacht dat infiltratiefront grillig zou zijn. Water zakt immers snel door de grove structuren en langzamer door de fijne. Het is echter lastig om dit verwachte bulkgedrag terug te vinden in de metingen. De metingen in Raai 1 en 2 verschillen immers aanzienlijk, terwijl volgens traditioneel grondonderzoek en het elektromagnetisch (EM) onderzoek (zie [3]) de dijk relatief homogeen zou moeten zijn.

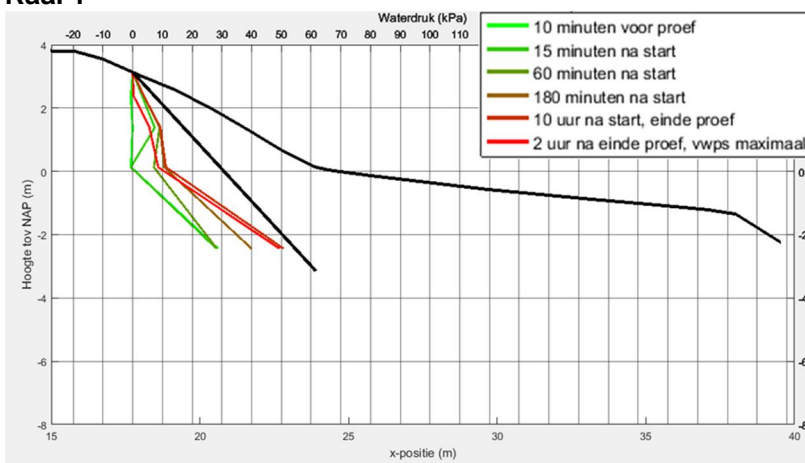
Naast variaties in heterogeniteit in de dijk is een andere mogelijke verklaring van de verschillen tussen de metingen in Raai 1 en 2 dat de metingen zeer plaatselijk, grofweg in een punt, worden uitgevoerd. Daarmee zijn de metingen mogelijk (te) afhankelijk van de precieze plaatsing ten opzichte van toevallig aanwezig grove structuren of juist de afwezigheid hiervan.

Het in detail narekenen van de metingen is om deze redenen zeer lastig, dan wel bijna ondoenlijk. Voor het verbinden van conclusies aan de metingen zal op een grovere manier naar de metingen moeten worden gekeken.

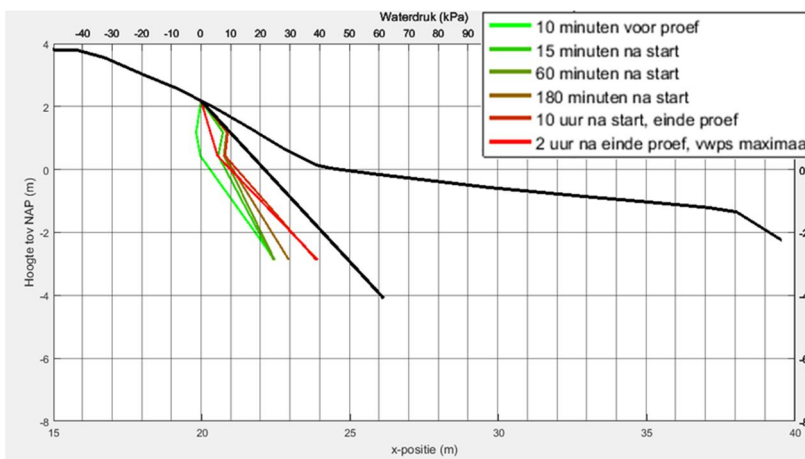
Op basis van de metingen kan worden geconcludeerd dat binnen het tijdsbestek van enkele uren, dus binnen een maatgevende storm met golfoverslag groter dan 1 l/s per m, de dijk kern boven het dagelijks freatisch vlak een druk kan heersen die overeenkomt met een 'volle dijk'. Het is niet gezegd dat deze druk recht doet aan de situatie, mogelijk heerst deze druk alleen in de aller grofste structuren in de dijk, maar het is gezien het geringe inzicht hierin niet onverstandig om uit te gaan van een 'volle dijk'.

In de volgende figuren is het gemeten waterdrukverloop over de diepte weergegeven op de corresponderende locatie langs het dijkprofiel voor verschillende tijden ten opzichte van de proef.

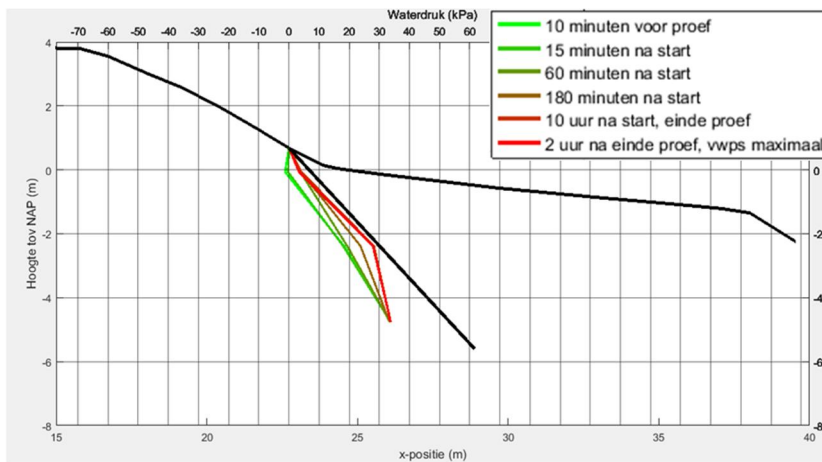
### Raai 1



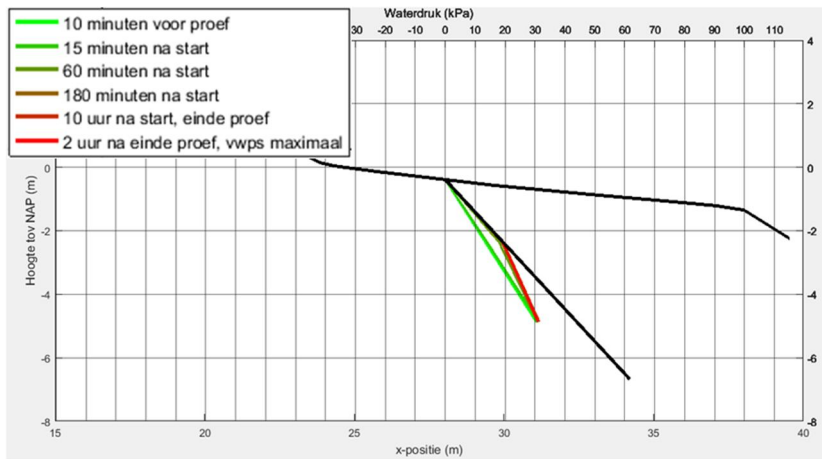
Figuur 3.9 Waterdrukverloop over de diepte bij de kruin; gemeten met tensio 1-7, tensio 1-8, tensio 1-9 en vwp 1-1



Figuur 3.10 Waterdrukverloop over de diepte bij het midden van het talud; gemeten met tensio 1-10, tensio 1-11 en vwp 1-2

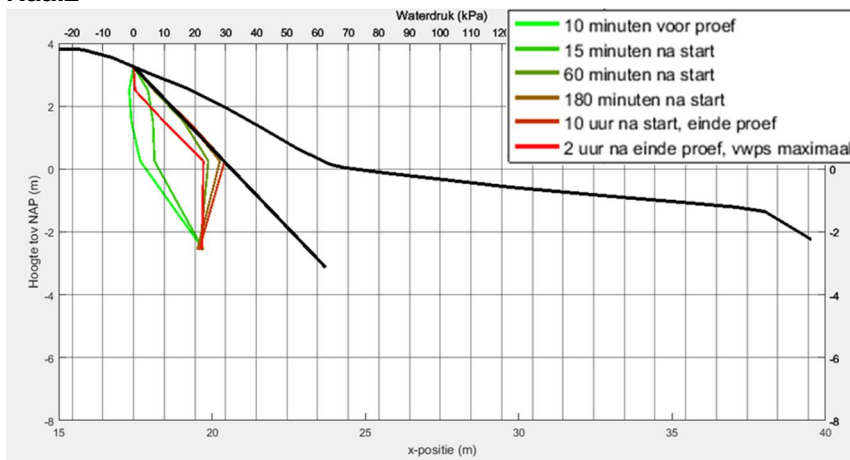


Figuur 3.11 Waterdrukverloop over de diepte bij de teen van het talud; gemeten met tensio 1-6, vwp 1-3 en vwp 1-4



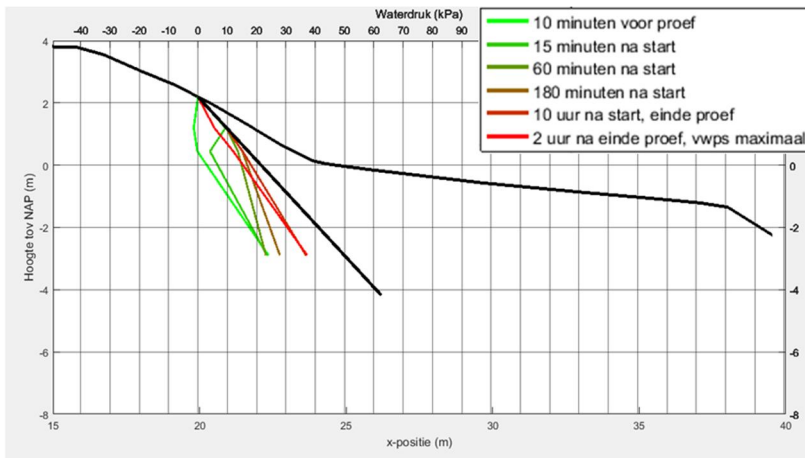
Figuur 3.12 Waterdrukverloop over de diepte in de berm; gemeten met vwp 1-5 en vwp 1-6

**Raai2**

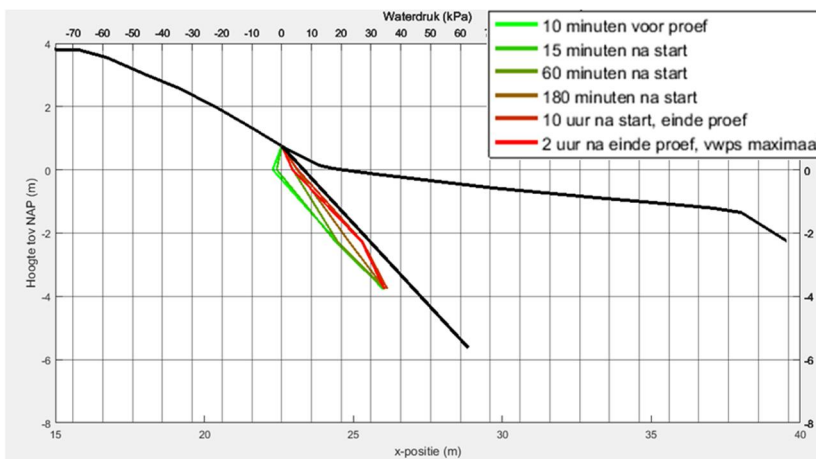


Figuur 3.13 Waterdrukverloop over de diepte bij de kruin; gemeten met tensio 2-7, tensio 2-8, tensio 2-9 en vwp 2-1

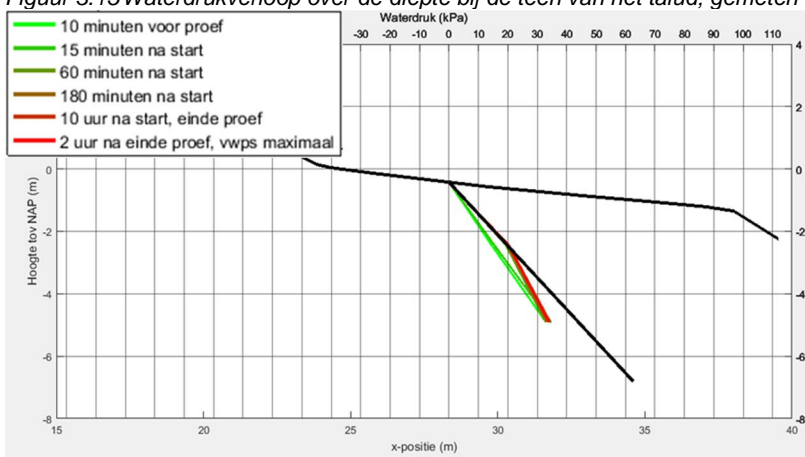




Figuur 3.14 Waterdrukverloop over de diepte bij het midden van het talud; gemeten met tensio 2-10, tensio 2-11 en vwp 2-2



Figuur 3.15 Waterdrukverloop over de diepte bij de teen van het talud; gemeten met tensio 2-6, vwp 2-3 en vwp 2-4



Figuur 3.16 Waterdrukverloop over de diepte in de berm; gemeten met vwp 2-5 en vwp 2-6

In raai 1 laten de tensiometers bij de kruin en bij het midden van het talud gedurende de hele proef, een erg geknikt verloop van de waterspanning over de diepte zien. Dit wijst op erg heterogeen dijksmateriaal, denk aan: scheuren, wormgangen, muizengangen en lagen die in verschillende maten zijn verdicht. Dichter bij de teen en in de berm blijkt de waterspanning tot NAP -2m vrijwel hydrostatisch te verlopen.

Het waterstandsverloop over de diepte in raai 2 laat een geleidelijker verloop zien ten opzichte van de waterstandsverlopen in raai 1. Alleen vwp 2-1 (onder de kruin) reageert niet op de infiltratie. Verder laten de tensiometers aan het einde van de proef overal een vrijwel hydrostatisch verloop zien. Dit wijst, met uitzondering van de locatie van vwp 2-1, op een homogener dijksmateriaal t.o.v. het dijksmateriaal bij raai1.

In geen van de raaien laten de vwp's een hydrostatisch waterdruk zien. Waarschijnlijk kan veel water, voordat het de diepte bereikt van de vwp's, al wegstromen door het relatief doorlatende dijksmateriaal.

#### **3.4 Overige waarnemingen**

Er was voorzien van de meting van het overtollige debiet dan afstroomt zonder te infiltreren middels een V-overlaat. Helaas dreigde deze meting de rest van de proef te verstoren en moest deze worden gestaakt. Bij het maximale pompdebiet van 1,85 l/s per m was echter de grove inschatting dat ruim 90% van het water niet infiltreerde en terug de sloot in liep. De meeste waterspanningsmetingen vlakke ook af wat onderschrijft dat er weinig water meer bij kwam en dat er tot op zekere hoogte in de twee meetraaien een stationaire situatie was ontstaan van infiltrerend en uitstromend water. 10% van 1,85 l/s per m betekent ongeveer een resterende infiltratiecapaciteit van  $0,1 \cdot 1,85 / 10 = 0,0185$  l/s per m<sup>2</sup>, ofwel circa  $2 \times 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s per m<sup>2</sup>. Dit is een waarde welke niet ongebruikelijk is voor de infiltratiecapaciteit van een dijktaalud.

## 4 Geotechnische berekeningen

### 4.1 Predictieberekeningen stabiliteit

#### 4.1.1 Doel

Voorafgaand aan de proef en als stap in de selectie van de proeflocatie waren al een stabiliteitsberekeningen gemaakt op basis van de berekeningen uit de laatste toetsing met als uitgangspunt een volledig 'volle' dijk. Deze berekeningen gaven een voldoende veiligheidsniveau bij de oude waarden voor geotechnische parameters op basis van de toenmalige proevenverzamelingen. Met de nieuwe berekeningsmethoden en nieuw bepaalde specifieke geotechnische parameters en specifieke grondopbouw zijn de berekeningen opnieuw uitgevoerd.

Het was echter niet op voorhand duidelijk hoe de dijk zich zou verzadigen als dit bewerkstelligd zou worden. De toplaag van circa 0,5m is een factor 10 minder doorlatend dan de onderliggende klei (orde  $10^{-5}$ m/s t.o.v.  $10^{-4}$ m/s). De doorlatendheid van  $10^{-4}$  m/s is vrij doorlatend voor klei en is inherent aan de 'open' structuur als gevolg van biologische activiteit, veroudering, weersinvloeden e.d. Als gevolg van deze hogere doorlatendheidsmetingen van de laag onder de toplaag is in de predictie fase uitgegaan van 2 verschillende scenario's waarbij er een volledig verzadigde (volle dijk) kan ontstaan zijnde:

- Scenario 3, waarbij het water vanaf het talud (min of meer) parallel het talud intrekt en zich dus een 'waterbel' vormt die vanaf het talud de dijk intrekt.
- Scenario 4, waarbij het water (gegeven de gemeten doorlatendheid van de grote diameter monsters in het laboratorium) er zich geen (hydrostatische) waterdruk opbouwt in de bovenste deel van het talud maar feitelijk direct naar beneden zijgt en de grondwaterstand in de dijk wordt opgebouwd van beneden naar boven.

Scenario's 1 en 2 zijn in de berekeningen voorbehouden aan respectievelijk de dagelijkse omstandigheden en een volledig verzadigde dijk.

#### 4.1.2 Resultaten

In beide scenario's (3 en 4) is de maatgevende glijcirkel een ondiep afschuifvlak met zijn intrede nabij de schouder van de dijk en zijn uittredepunt in de teen van de dijk. Het grote verschil is hierbij het moment waarop een dergelijk afschuifvlak zich zal manifesteren.

Bij scenario 3 zal de kritische waarde liggen als de waterspanningen tot op circa 1.5 meter in het talud hydrostatisch zijn.

Bij scenario 4 wordt uitgegaan dat als de stijghoogte in de dijk 3,5m hoog is dit als kritische waarde wordt beschouwd.

Onderstaande tabel geeft een overzicht van de verschillende berekende veiligheidsfactoren.

Scenario	Beschrijving	Stabiliteitsfactor [gem waarden]	Stabiliteitsfactor [kar waarden]
Scenario 1	Dagelijkse omstandigheden	1.88 Ondiep 1.74 Diep	1.45
Scenario 2	Volle dijk	0.97	0.61 Ondiep 1.06 Diep
Scenario 3a	Alleen toplaag hydrostatisch	1.81	0.82
Scenario 3b	Tot 1m onder maaiveld hydrostatisch	1.14	0.62
Scenario 3c	Tot 1.5 m onder maaiveld hydrostatisch	1.00	0.62
Scenario 4a	Freatisch vlak 1m omhoog in doorlatende laag		1.45
Scenario 4b	Freatisch vlak 2m omhoog in doorlatende laag		1.33
Scenario 4c	Freatisch vlak 2.5m omhoog in doorlatende laag	1.59	0.97
Scenario 4d	Freatisch vlak 3.5m omhoog in doorlatende laag	1.30	0.73

Tabel 4.1 Overzicht van de verschillende stabiliteitsfactoren uit de berekeningen in de predictiefase. Waar twee getallen zijn gegeven zijn dat de stabiliteitsfactoren voor de ondiepe en respectievelijk diepe afschuifvlakken

#### 4.1.3 Analyse en conclusies

Het verschil in cohesie tussen de oude proevenverzameling en de nieuwe locatie specifieke waarden op basis van het lokale grondonderzoek was bepalend voor het grote verschil in stabiliteitsfactoren. De cohesie op basis van het lokale grondonderzoek was bijna de helft van de oude proevenverzameling op de waarden zoals gevonden in het KIJK onderzoek. Bij volledige verzadiging 'hangt' derhalve een ondiep afschuifvlak op de cohesie en is de hoogte van de frictiehoek van ondergeschikt belang. De resultaten voor scenario 3c waren met name verontrustend ten opzichte van de oude stabiliteitsberekeningen. Op basis van deze berekeningen met lokale sterkteparameters is toen besloten op de infiltratieproef over 2 dagen uit te voeren waarbij de eerste dag gebruikt zou worden voor intervallen met laag beginnende debieten over korte perioden om te zien hoe de dijk zich zou gedragen en hoe het water in het dijklichaam zou infiltreren.

## 4.2 Postdictieberekeningen waterspanningen

### 4.2.1 Doel

Het doel van de postdictie berekeningen is om de gemeten waterspanningen terug te rekenen en een controle uit te voeren op de doorlatendheden zoals bepaald uit de verschillende proeven. Indien de gemeten waterspanningen kunnen worden verklaard aan de hand van de in het veld en laboratorium bepaalde doorlatendheden en het gehanteerde grondwaterstromingsmodel dan biedt dat de mogelijkheid om de methode te gebruiken voor gebruik hiervan bij het ontwerp en beoordeling van dijken of voor het gebruik hiervan voor het afleiden van vereenvoudigde rekenregels over hoe om te gaan met de waterspanningen in dijken als gevolg van golfoverslag.

#### 4.2.2 Methodes

De postdictieberekeningen van de waterspanningen zijn enkel gedaan voor de periode van proef op de tweede dag en enkele uren erna.

Alle grondwaterstromingsberekeningen zijn gedaan met plaxflow, de flow module van Plaxis. Hierin is gebruikt gemaakt van het “*Flow only*” berekeningstype, vervormingen zijn dus niet meegenomen.

In eerste instantie is een postdictie gedaan met een zelfde geometrie als in de predictie. Deze postdictie is uitgevoerd in twee parallelle sporen.

##### **Spoor 1**

Zowel de horizontale en verticale doorlatendheden zijn handmatig gevarieerd met als doel om de waterspanningsmetingen na te rekenen. Deze methode geeft inzicht in de gevoeligheid van het aanpassen van de parameters op de resultaten. Vanwege de vele mogelijkheden qua parameter combinaties en eerdere ervaringen uit [1], wordt er echter niet verwacht om de waterspanningen exact na te rekenen. Daarom is in spoor 2 gebruik gemaakt van een algoritme (APSO algoritme) om de parameters automatisch te kalibreren.

##### **Spoor 2**

In spoor 2 is er gevarieerd in de horizontale en de verticale doorlatendheid. Er is er gebruik gemaakt van het APSO algoritme (Acceleration based Particle Swarm) om automatisch te kalibreren. Initieel worden er 125 berekeningen gedaan met verschillende parameter combinaties, waarbij de doorlatendheden kunnen variëren tussen  $\log(10^{-3} \text{ m/s})$  en  $\log(10^{-9} \text{ m/s})$ , vervolgens bepaalt het algoritme de gevoeligheid van de parameter variatie en welke berekende parameter combinaties resulteren in de beste schatting van de waterspanning. Gebruik makend van de berekende gevoeligheid en beste schatting, doet het algoritme een volgende iteratie met 125 berekening. Op deze manier worden 10 iteraties gedaan om de parameters te kalibreren.

Uiteindelijk zijn de beste kalibratieresultaten gevonden door gebruik te maken van een combinatie van de eerder benoemde sporen 1 en 2. Er is dus gebruik gemaakt van het APSO algoritme om de berekende stijghoogtes te fitten aan de gemeten stijghoogtes. Vervolgens is aan de beste fit handmatig gesleuteld om een nog betere fit te krijgen. Hierin werd gekeken naar zowel de stijghoogtewaardes als het verloop over de tijd.

#### 4.2.3 Resultaten

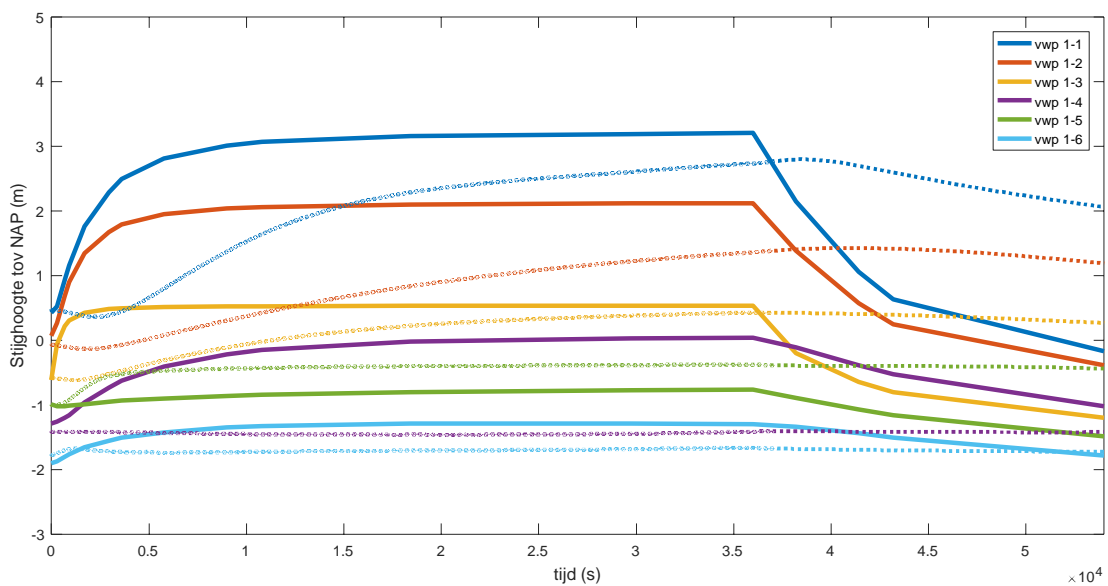
##### **Verwachting raai 1 en raai 2**

In eerste instantie zijn de doorlatendheden volgend uit de doorlatendheidsproeven toegepast op de geometrie. Vanuit deze doorlatendheden wordt er via spoor 1 geoptimaliseerd. De gebruikte initiële doorlatendheden, voor zowel raai 1 als raai 2, zijn weergegeven in Tabel 4.2.

Grondlaag	Kx raai 1 (m/s)	Ky raai 1 (m/s)	Kx raai 2 (m/s)	Ky raai 2 (m/s)
Toplaag	9e-6	9e-6	9e-6	9e-6
Cunet	1e-4	1e-4	1e-4	1e-4
Klei sterk siltig structuur	1.7e-5	7e-6	1.2e-6	7e-6
Klei matig siltig structuur	1.2e-6	2.7e-4	2.6e-6	7e-6
Klei kern	3.5e-8	3.5e-7	3.5e-8	3.5e-7
Zand berm	1e-4	1e-4	1e-4	1e-4
Klei oud maaiveld	3.5e-8	3.5e-7	3.5e-8	3.5e-7
Slap lagen pakket	1e-8	1e-8	1e-8	1e-8

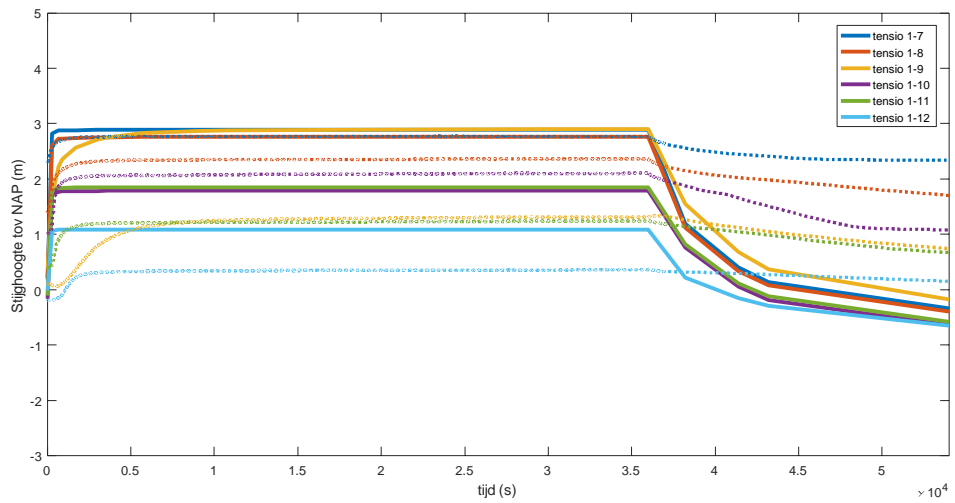
Tabel 4.2 Overzicht van de verwachte horizontale en verticale doorlatendheden per grondlaag

In Figuur 4.1 zijn zowel de met plaxflow berekende als de gemeten stijghoogtes in de vwp's in raai 1 uitgezet tegen de tijd. In Figuur 4.2 zijn de berekende en de gemeten stijghoogtes tegen de tijd weergegeven in de tensiometers in raai 1. In Figuur 4.3 en Figuur 4.4 zijn de berekende en gemeten stijghoogtes tegen de tijd weergegeven ter plaatsen van raai 2. De berekende stijghoogtes zijn weergegeven met dikke lijnen en de gemeten stijghoogtes zijn weergegeven met gestippelde lijnen. De kleuren van zowel de berekende als de gemeten stijghoogtes komen met elkaar overeen.

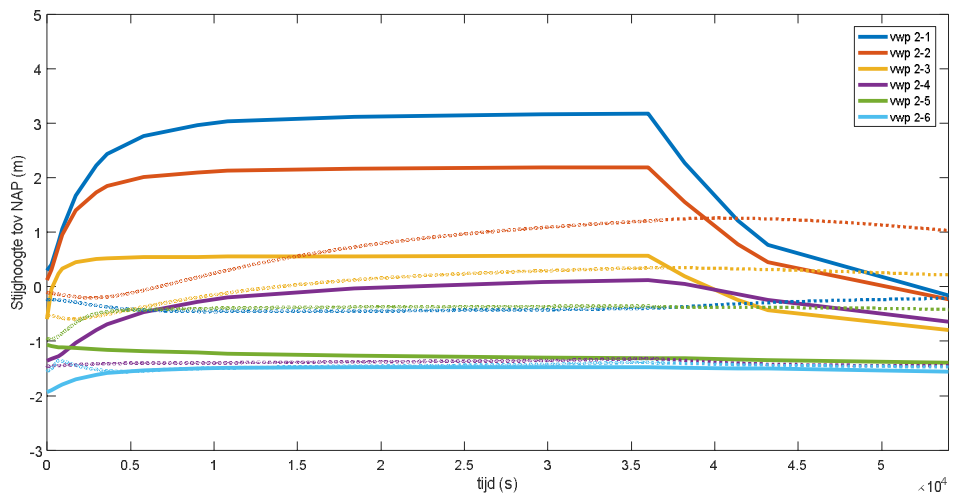


Figuur 4.1 Berekende en gemeten stijghoogteverloop in de vwp's in raai 1 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen

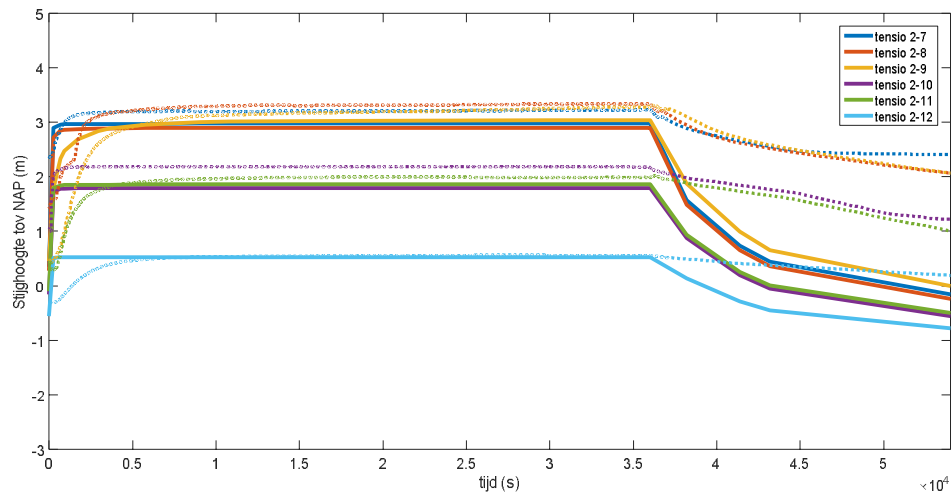




Figuur 4.2 Berekende en gemeten stijghoogteverloop in de tensio's in raai 1 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen



Figuur 4.3 Berekende en gemeten stijghoogteverloop in de vwp's in raai 2 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen



Figuur 4.4 Berekende en gemeten stijghoogteverloop in de tensio's in raai 2 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen

Uit Figuur 4.1 en Figuur 4.2 blijkt dat de plaxflow berekeningen, met gemeten doorlatendheden, de stijghoogte in raai 1 overschat, met uitzondering van de stijghoogte in de zandberm en de stijghoogte ter plaatse van tensio 1-10. De berekende stijghoogtes lopen sneller op en bereiken een hogere uiteindelijke waarde t.o.v. de gemeten stijghoogtes. Verder nemen de berekende stijghoogtes sneller af in vergelijking met de gemeten stijghoogtes.

Ook in raai 2 is de berekende respons op de infiltratie een stuk hoger vergeleken met de metingen.

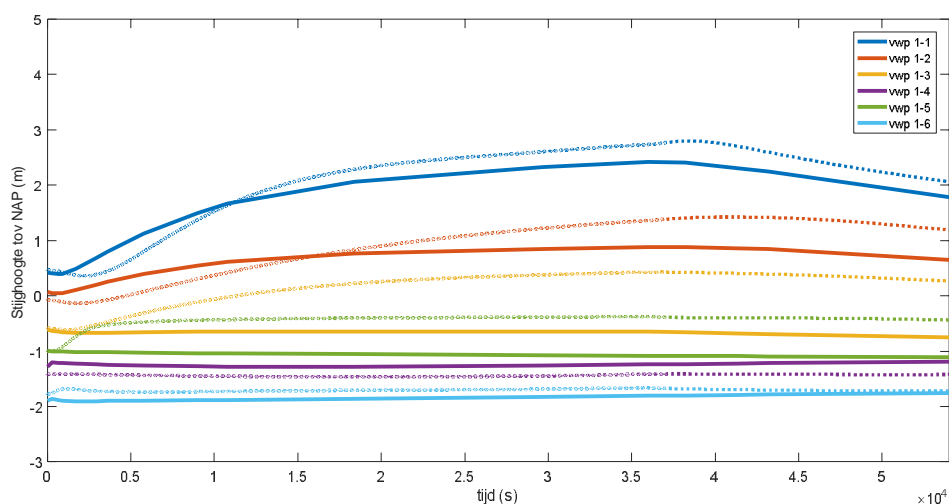
De overschatting van de stijghoogtes en de snelle responstijd wijzen erop dat de gemeten doorlatendheden niet representatief zijn voor de corresponderende grondlagen als bulk. Er worden lagere doorlatendheden verwacht in zowel raai 1 als in raai 2.

### Kalibratie raai 1

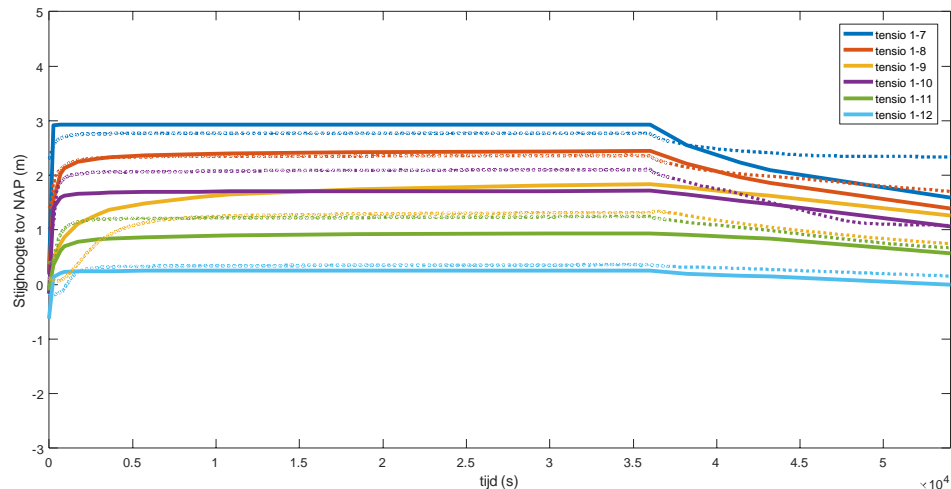
Om de gemeten stijghoogtes na te rekenen zijn de doorlatendheidsparameters in de verschillende grondlagen gekalibreerd. In Tabel 4.3 zijn de doorlatendheden van de corresponderende grondlagen weergegeven die resulteren in de beste fit tussen de metingen en de berekeningsresultaten. In Figuur 4.5 en Figuur 4.6 zijn de stijghoogteverlopen ten opzichte van de tijd weergegeven voor respectievelijk, de vwp's in raai 1 en de tensio's in raai 1. Waarbij de berekende verlopen zijn weergegeven met dikke lijnen, de gemeten stijghoogtes zijn weergegeven met gestippelde lijnen.

Grondlaag	Kx raai 1 (m/s)	Ky raai 1 (m/s)
Toplaag	1.6e-7	1.5e-4
Cunet	2.2e-5	5.1e-5
Klei sterk siltig structuur	3.9e-8	5.4e-7
Klei matig siltig structuur	1.4e-6	4.1e-8
Klei matig siltig	4.8e-8	8.3e-7
Zand berm	1.0e-5	1.0e-5
Klei oud maaiveld	1.3e-11	5.1e-8
Klei oud maaiveld humeus	5.8e-9	1.6e-10
Slap lagen pakket	1e-8	1e-8

Tabel 4.3 Overzicht van de gekalibreerde horizontale en verticale doorlatendheden per grondlaag in raai 1



Figuur 4.5 Met gekalibreerde doorlatendheden, berekende en gemeten stijghoogteverloop in de vwp's in raai 1 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen



Figuur 4.6 Met gekalibreerde doorlatendheden, berekende en gemeten stijghoogteverloop in de tensio's in raai 1 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen

In Figuur 4.5 is te zien dat de berekende stijghoogtes niet altijd overeen komen met de gemeten stijghoogtes. De gemeten stijghoogte in **vwp 1-1** laat een grotere vertraging zien op de respons, t.o.v. de berekende waarde. Verder bereikt de stijghoogte een hogere waarde van enkele tientallen centimeters. De doorlatendheid in de bovenliggende laag (**klei matig siltig**), zal niet één vaste doorlatendheid hebben over de gehele laag. In werkelijkheid zal de doorlatendheden geleidelijk afnemen met de diepte. De vertraagde respons van de meting wijst op een lagere doorlatendheid in de onderkant van de klei matig siltig-laag ten opzichte van de invoer. Verder zal de laag waar **vwp 1-1** zich bevindt (**klei oud maaiveld**) een iets hogere doorlatendheid hebben ten opzichte van de invoer.

De berekende respons op de stijghoogtes ter plaatsen van **vwp 1-2** en **vwp 1-3** is minder ten opzichte van de metingen. Waarschijnlijk is de doorlatendheid ter plaatse van deze metingen hoger dan de invoer. Het gewicht van de dijk kan resulteren in een lagere doorlatendheid onder de dijk, t.o.v. naast de dijk. Waarbij de doorlatendheid onder de dijk de invoer is voor de berekening.

**Vwp 1-4** en **vwp 1-6** zijn de diepste vwp's, de berekende stijghoogtes in deze vwp's komen goed overeen met de gemeten stijghoogtes.

De gemeten stijghoogte in **vwp 1-5**, in de **zandberm**, bereikt het maaiveld. Dit is niet mogelijk met de gemeten doorlatendheden in de kleilagen in de dijk kern, noch met gangbare waardes en gekalibreerde waardes. Om de stijghoogte te krijgen, gelijk aan het maaiveld, moet er een grote hoeveelheid water naar de zandberm stromen. Aangezien er twee uitstroomkanalen zijn in de berm, is het aannemelijk dat deze kanalen een grote bijdrage hebben in de watertoevoer naar het zand. Verder is het mogelijk dat er meerdere open connecties met het dijk talud en de zandberm, denk aan muizengaten en scheuren. Ook de topografie langs de dijk speelt een rol.

Zoals te zien in Figuur 4.6, komen de berekende stijghoogteverlopen in **alle tensio's** goed overeen met de gemeten waardes. De enkele centimeters afwijking wordt veroorzaakt door heterogeniteit binnen de grondlagen, dat veroorzaakt is door bijvoorbeeld verschillende maten van verdichting.

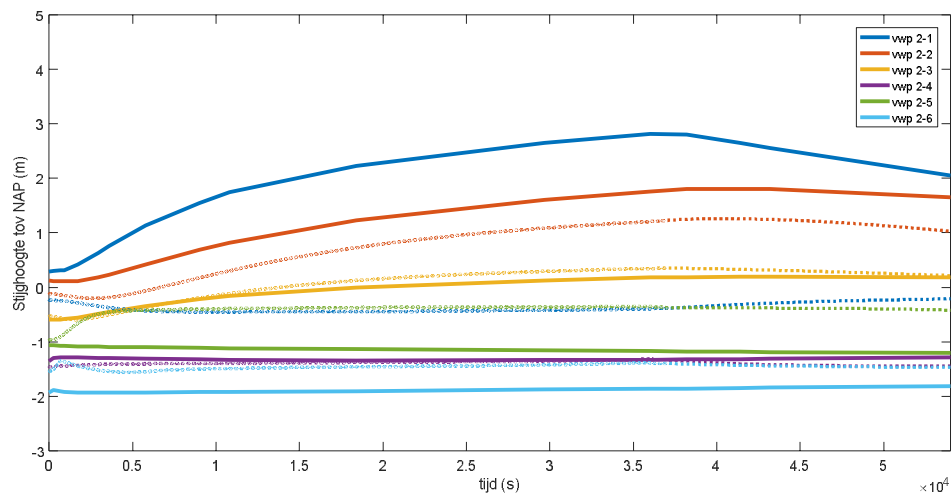
De gemeten stijghoogte in **tensio 1-12** laat een vertraging zien in de respons ten opzichte van de berekening. In de berekening is in één keer een druk is 0 randvoorwaarde opgelegd over het gehele dijktalud, echter in werkelijkheid is dit geleidelijk gegaan. Op het moment dat de pomp is aangezet zal een groot deel van het water al bovenaan het talud infiltreren, pas als de infiltratiecapaciteit is bereikt zal het water naar beneden stromen en het maaiveld boven **tensio 1-12** bereiken.

### Kalibratie raai 2

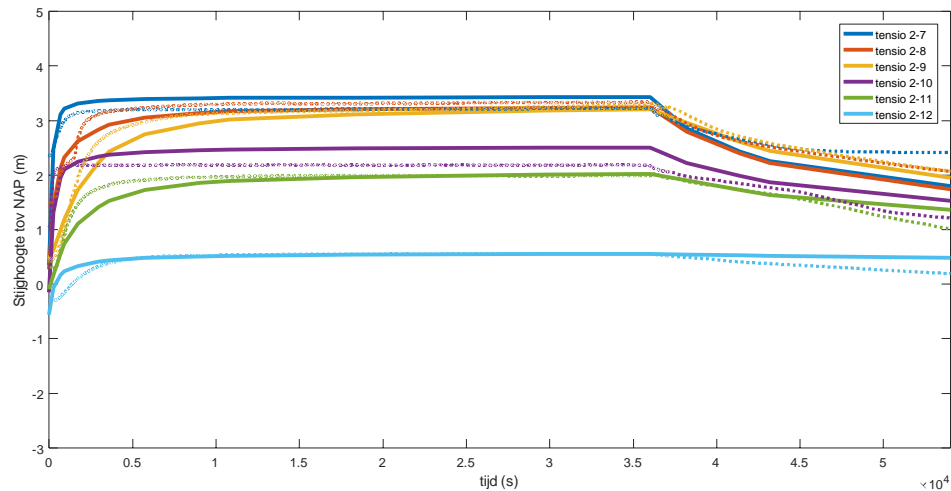
In Tabel 4.4 zijn de gekalibreerde parameters weergegeven voor raai 2. In Figuur 4.7 en Figuur 4.8 zijn de gemeten en de berekende stijghoogtes over de tijd weergegeven ter plaatse van de vwp's en de tensio's. Waarbij de berekende stijghoogtes zijn weergegeven met dikke lijnen, de gemeten stijghoogtes zijn weergegeven met gestippelde lijnen.

Grondlaag	Kx raai 2 (m/s)	Ky raai 2 (m/s)
Toplaag	2.1e-9	8.9e-8
Cunet	2.6e-4	3.8e-5
Klei sterk siltig structuur	4.2e-6	2.1e-4
Klei matig siltig structuur	1.3e-7	4.6e-8
Klei matig siltig	3.0e-8	3.3e-5
Zand berm	1.2e-5	1.7e-5
Klei oud maaiveld	1.8e-11	1.0e-8
Klei oud maaiveld humeus	6.1e-9	1.2e-10
Slap lagen pakket	1e-8	1e-8

Tabel 4.4 Overzicht van de gekalibreerde horizontale en verticale doorlatendheden per grondlaag in raai 2



Figuur 4.7 Met gekalibreerde doorlatendheden, berekende en gemeten stijghoogteverloop in de vwp's in raai 2 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen



Figuur 4.8 Met gekalibreerde doorlatendheden, berekende en gemeten stijghoogteverloop in de tensio's in raai 2 tegen de tijd gedurende de tweede proefdag. Berekend is weergegeven met dikke lijnen, gemeten is weergegeven met gestippelde lijnen

De gemeten stijghoogte in **vwp 2-1** vertoont nagenoeg geen reactie op de infiltratie. Waarschijnlijk bevindt deze vwp zich precies in een erg ondoorlatend stuk klei, wat niet meegenomen is in de geometrie. Daarom is bij de kalibratie, deze vwp achterwegen gelaten.

De berekende stijghoogteverlopen ter plaatsen van **vwp 2-2** en **vwp 2-3 (klei oud maaiveld)** vertonen een gelijk verloop t.o.v. de gemeten stijghoogteverlopen. Echter de absolute waarden ter plaatse van **vwp 2-2** wijken wat af. Waarschijnlijk, vergelijkbaar met raai 1, zorgt het gewicht van de dijk mogelijk voor een vermindering in doorlatendheid direct onder de dijk. In werkelijkheid zal er dus een geleidelijk verloop zijn in doorlatendheid onder de dijk, in de berekening is echter met één vaste waarde gerekend in de laag: **klei oud maaiveld**.

De gemeten en berekende stijghoogtes ter plaatsen van **vwp 2-4** vertonen een vergelijkbaar respons.

De berekende stijghoogte, ter plaatse van **vwp 2-5**, in de **zandberm**, bereikt wederom niet het maaiveld maar blijft hangen bij de onderkant van de toplaag. Net zoals bij raai 1, wordt er verwacht dat dit verschil wordt veroorzaakt door de uitstroomkanalen, topografie en eventuele open connecties tussen de zandberm en het dijksmateriaal.

De gemeten stijghoogte in **vwp 2-6** vertoont een hogere initiële waarde vergeleken met de berekende stijghoogte, het verloop is vervolgens nagenoeg wel gelijk. Waarschijnlijk is het verschil in absolute waarde tussen de gemeten waarde en de berekende waarde veroorzaakt door een afwijking in de aangenomen plaatsingshoogte.

De metingen en berekende waarden in de **tensio's 2-7 tot 2-11** vertonen vergelijkbare reacties. Afwijkingen zullen vooral veroorzaakt zijn door micro-heterogeniteit binnen lagen, bijvoorbeeld verschillende maten van verdichting.

Bij **tensio 2-12** loopt de berekende stijghoogte sneller op dan de gemeten stijghoogte, net zoals bij raai 1 wordt dit veroorzaakt door de randvoorwaarde. In werkelijkheid stroomt het water van bovenaan het talud naar beneden. Pas als de infiltratiecapaciteit van de bovenliggende laag is bereikt, stroomt het water verder langs het talud. In de berekening

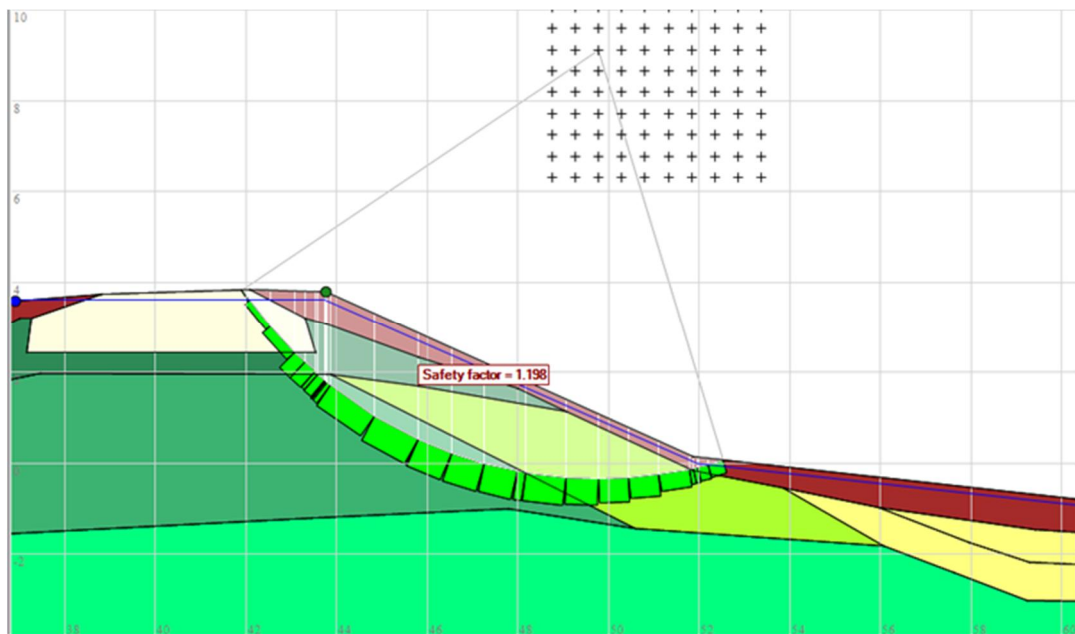
wordt er echter aangenomen dat vanaf het startmoment overal langs het talud een laagje water ligt.

#### 4.2.4 Analyse en conclusies

Om de stijghoogtes in de vwp's en tensio's in zowel raai 1 als in raai 2 terug te rekenen zijn er voor beide raaien in het dijksmateriaal, doorlatendheden gebruikt die erg afwijken van de gemeten doorlatendheden. Ook de doorlatendheden tussen de raaien 1 en 2 kunnen van elkaar verschillen met een factor 10000. Ondanks dat de proeflocatie zo is uitgekozen op weinig verwachte variabiliteit, blijken er toch nog grote verschillen te zijn binnen het beproefde dijksprofiel.

### 4.3 Postdictieberekeningen stabiliteit en vervormingen

Daar het dijklichaam zich zeer stabiel toonde lijkt het erop dat de sterkte parameters en met name de cohesie hoger was dan uit de laboratorium resultaten bleek. Echter hoeveel meer is met geen zekerheid te zeggen. Onderstaande figuur geeft de postdictie berekening met een herziene cohesie waarbij de stabiliteitsfactor 1.2 is.



Figuur 4.9 Stabiliteitsberekening met aangepaste cohesie van 5.4kPa t.o.v. 3.4 kPa

Om een stabiliteitsfactor van 1.1 te behalen was een cohesie van 4.3 kPa nodig. Hoeveel de sterkte daadwerkelijk is, is echter niet met zekerheid te zeggen omdat de dijk niet tot bezwijken gebracht werd, hetgeen overigens ook niet de bedoeling was van de proef. Hierbij moet wel worden opgemerkt dat hoewel in invloed van de cohesie bij oppervlakkige cirkels groter is dan bij diepere cirkels en de bovenstaande oppervlakkige cirkel niet direct tot een bres leidt dit wel gevolgen heeft voor beoogde versterkingen en veiligheidsbeoordelingen.

### 4.4 Bewezen sterkte berekeningen met medenemen proefresultaat als observatie

#### 4.4.1 Doel

Het proefresultaat in termen van hogere stabiliteit bij verzadiging van het dijklichaam is ook gebruikt als een observatie in een bewezen sterkte analyse. Het doel van deze bewezen sterkte analyse is om te bepalen of er ruimte is om de faalkansruimte aan te passen



(herverdeling/optimalisatie). De volledige memo waarin deze analyse wordt beschreven is opgenomen in Bijlage D.

#### 4.4.2 Invoergegevens

De schematisatie van de dijk is overgenomen uit de predictieberekeningen van de infiltratieproef [11200643-002-GEO-0002]. Voor het schematiseren van de proef zelf, de observatie, is raai 1 gebruikt.

Navolgende tabel geeft een overzicht van de voor het profiel en traject gehanteerde uitgangspunten.

<i>Dijktraject nummer</i>	14-1
<i>Locatie profiel</i>	Groenendijk te Nieuwerkerk ad IJssel, 103454.64      440545.00 103455.21      440497.27
<i>Lengte dijktraject</i>	L = 20.475 m
<i>Signaleringswaarde faalkans op trajectniveau</i>	Norm = 1 / 30.000 jaar
<i>Waterstand bij Norm</i>	3,15 m+NAP
<i>faalkansruimtefactor</i>	w = 0.04 (STBI)
<i>Lengte-effect factoren</i>	a = 0,033 ; b = 50 m
<i>Zichtjaar beoordeling</i>	2075
<i>Doorsnede Betrouwbaarheidseis (STBI)</i>	5,21
<i>Bodemdaling</i>	Niet mee genomen
<i>Dijkhoogte</i>	Ca 3,80 m+NAP (meeting van 2018?)

Tabel 4.5 Uitgangspunten voor de bewezensterkte analyse

De gehanteerde sterkteparameters zijn overgenomen uit de eerder uitgevoerde berekeningen en/of grondonderzoek. Daarbij zijn de keuzes voor het toepassen van gedraineerd of ongedraineerde parameters ook overgenomen.

#### 4.4.3 Modelling toetsituatie

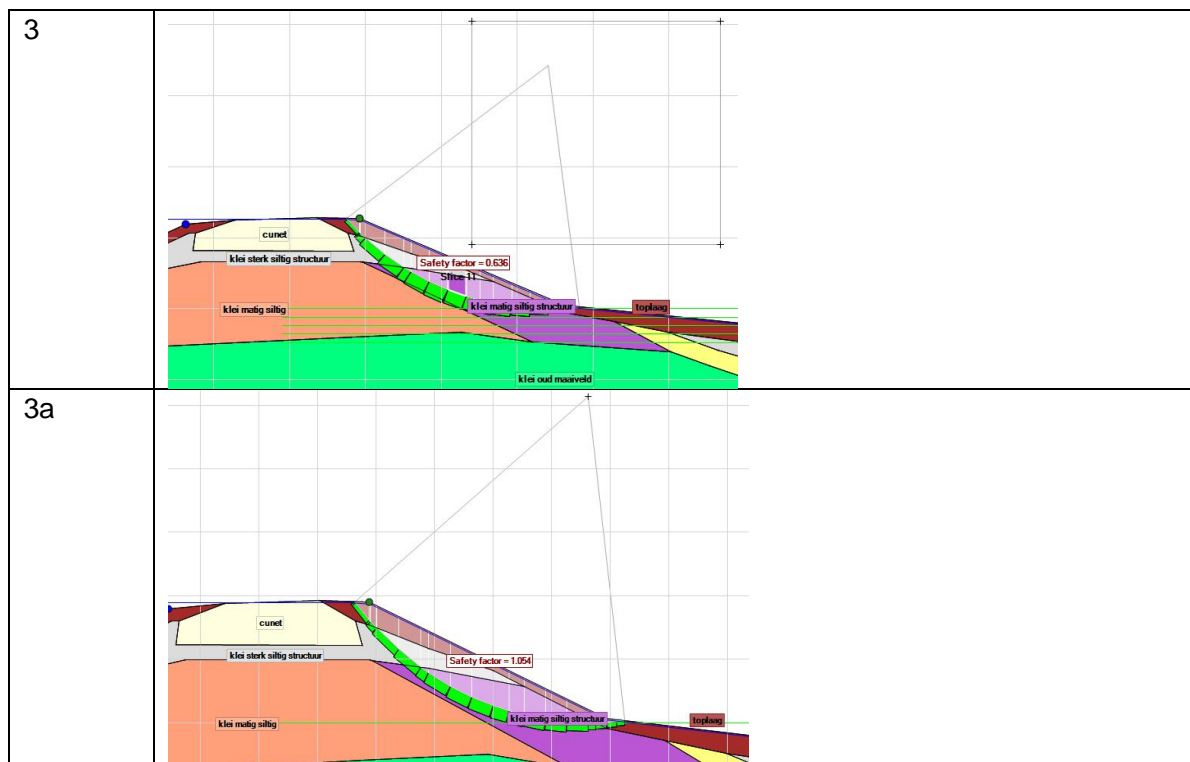
##### 4.4.3.1 Semi-probabilistische stabiliteitsanalyses

Er zijn verschillende scenario's doorgerekend waar bij de waterstand in gevarieerd en waarbij zowel diepe als ondiepe glijvlakken zijn beschouwd.

In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven. In de daaropvolgende figuur is de maatgevende glijcirkel weergegeven, de overige figuren van glijcirkels zijn in de bijlage weergegeven.

Nr	Naam	Buitenwaterstand m NAP	Gem/ Kar	SF	Coördinaten glijcirkel X, z, z-tangent	Passief grid
1	Dagelijks diep	0.3	gem	1.684	56.191, 14.482, -4.998	66.018, -0.75
1a	Dagelijks ondiep	0.3	gem	2.02	51.5, 12.41, 0.091	
2	Dagelijks diep	0.3	kar	1.51	55.664, 14.155, -4.955	66.243, -1.087
2a	Dagelijks ondiep	0.3	kar	1.425	53.006, 14.374, 0.095	
3	Volle dijk	3.77	Kar	0.636	51.25, 10.27, 0	
3a	Volle dijk	3.77	Gem	1.054	51.25, 10.27, 0	
4	MHW, diep	3.15	Gem	1.385	54.859, 14.454, -5.075	65.5, -2.499
4a	MHW, diep	3.15	Kar	1.684	55.117, 15.096, -5.198	67.306, -2.429
5	MHW, ondiep	3.15	Kar	1.403	49.637, 7.922, 0.283	

Tabel 4.6 Resultaten semi-probabilistische analyse



Tabel 4.7 Berekende glijcirkels

#### 4.4.3.2 Faalkansanalyse toets condities (a-priori)

Er is een faalkansanalyse uitgevoerd waarbij voor de drie verschillende waterstanden de betrouwbaarheidsindex, Beta, is bepaald. De berekeningen zijn uitgevoerd met een vast gridpunt die is bepaald in de gevoeligheidsanalyse.

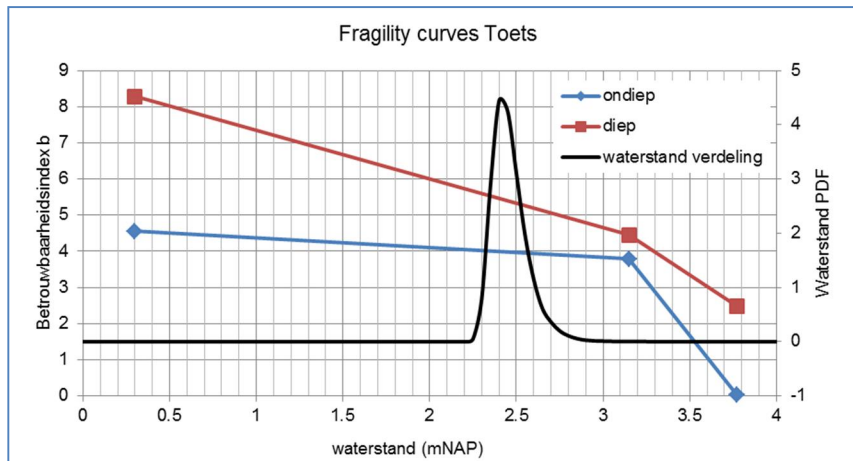
	X, z, z-tangent	Passief grid 2
Ondiepe glijcirkel	51.25, 10.27, 0	
Diepe glijcirkel	55.117, 15.096, -5.198	67.306, -2.429

Tabel 4.8 Toegepast gridpunten

De bepaalde waarde voor de betrouwbaarheidsindex zijn in onderstaande tabel weergegeven. In de daaropvolgende tabel is de fragility curve weergegeven waarbij de beta voor de verschillende waterstanden is geplot evenals de waterstand kansdichtheidsfunctie.

	Situatie	Dagelijks	MHW	Volle dijk
1	Toets, ondiep glijvlak	4.5476	3.7816	0.0255
2	Toets, diep glijvlak	8.2784	4.4482	2.479

Tabel 4.9 Berekende betrouwbaarheidsindex zonder medenemen van de observatie (proefresultaat)  $\beta$



Figuur 4.10 Fragility curves toetssituatie

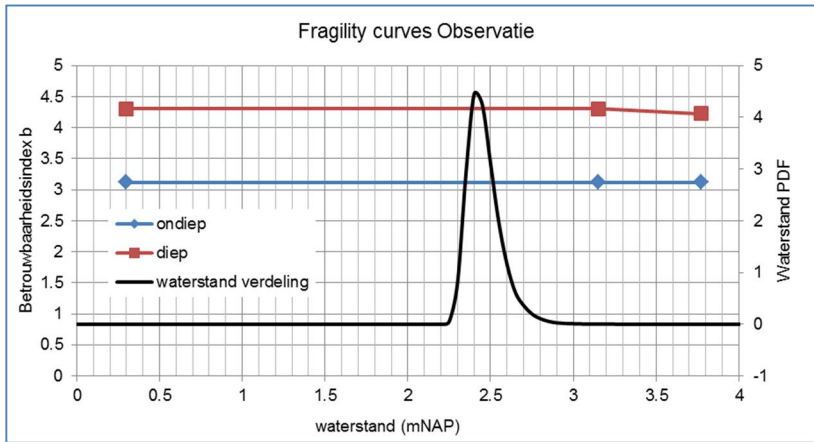
#### 4.4.4 Modellerings observatie

Ook voor de proef, de observatie, is een faalkansanalyse uitgevoerd. De variatie in buitenwaterstand is alleen in de freatische lijn doorgevoerd. De overige waterstandslinies zijn gelijk gehouden aan de observatie.

De resultaten van de analyse zijn onderstaand weergegeven.

	Situatie	Dagelijks	MHW	Volle dijk
3	Observatie, ondiep glijvlak	3.1201	3.1201	3.1201
4	Observatie, diep glijvlak	4.3063	4.3063	4.2266

Tabel 4.10 Berekende betrouwbaarheidsindex  $\beta$



Figuur 4.11 Fragility curves observatie

#### 4.4.5 Toepassing faalkans updating

Om een faalkans update uit te kunnen voeren moet er een correlatie worden bepaald tussen de toets situatie en de observatie. Er is alleen een update van de faalkans uitgevoerd voor het, maatgevende, ondiepe glijvlak. Het diepe glijvlak is niet maatgevend t.o.v. het ondiepe glijvlak. De correlatie is bepaald door de alfa waarden (een invloedsfactor van de verschillende onzekerheden) met elkaar te vermenigvuldigen en te sommeren. Hieruit volgt dat de correlatiefactor nagenoeg 1 is. De gebruikte waarden zijn in onderstaande tabel weergegeven.

	Toets ondiep				Observatie ondiep		
	Vol	MHW	Dagelijks	Gemiddeld		$\rho$	$\alpha^* \alpha^* \rho$
ModelUncertainty	-0.18408	-0.14243	-0.13939	-0.1553	-0.17333	1	0.02692
toplaag.FrictionAngle	0.00119	0.00078	0.001241	0.00028	0.000738	1	2.05E-07
klei sterk siltig structuur.FrictionAngle	0.00184	0.00575	0.005985	0.00453	0.005704	1	2.58E-05
klei matig siltig structuur.FrictionAngle	0.01586	0.04016	0.047108	0.03438	0.041719	1	0.00143
klei sterk siltig structuur.Cohesion	0.22435	0.22961	0.22969	0.22788	0.22846	1	0.05206
toplaag.Cohesion	0.32727	0.28737	0.28732	0.30065	0.28591	1	0.08596
klei matig siltig structuur.Cohesion	0.89912	0.91802	0.91815	0.91176	0.91337	1	0.83278
<b>Totaal</b>							<b>0.99918</b>

Tabel 4.11 Correlatiematrix

#### 4.4.6 Conclusies en observaties faalkans update

De uitgevoerde infiltratieproef heeft aangetoond dat het binnentalud van dijk een grote hoeveelheid water kan weerstaan zonder af te schuiven. De toetsing van een volledig verzadigde dijk gaf echter een onvoldoende stabiliteitsfactor aan met een ca. 50% kans op een afschuiving. Tijdens de proef zijn waterstanden in de dijk gemeten. Door het schematiseren van de dijk met deze gemeten waterstanden wordt een situatie gemodelleerd waarvan bekend is dat de dijk deze belasting heeft overleefd. Voor zowel de toets situatie als de geobserveerde situatie is een betrouwbaarheidsindex uitgerekend. Door het combineren van de verschillende invloedsfactoren is uiteindelijk een update van de betrouwbaarheidsindex bepaald voor de het meenemen van de buiten geobserveerde situatie. Deze update leidt tot een significante verhoging van de betrouwbaarheidsindex. Door de update stijgt deze betrouwbaarheid van 3.96 naar 4.98.

Onderstaande tabel geeft deze resultaten nogmaals weer.

Situatie	Reliability index [-]
Na update, ondiep glijvlak	4.98
Toetssituatie ondiep glijvlak	3.96

Tabel 4.12 Resultaten

Voor dijktractact 14-1 komt de gevonden beta ongeveer overeen met een dijksectie van 4 km.

## 5 Conclusies, discussiepunten en aanbevelingen

### 5.1 Conclusies

Er zijn gedurende twee dagen infiltratieproeven uitgevoerd op het binnentalud van de kleidijk langs de Hollandse IJssel. Op de tweede dag is tien uur lang met 1,8 l/s per m overstroomd over een dijk lengte van 30 m. Dit debiet was significant meer dan het talud kon opnemen en de duur was twee keer zo lang als onder maatgevende omstandigheden moet worden verwacht.

De hypothese is dat een volle dijk bij een golfoverslagdebiet van 1 l/s per m en meer te conservatief is en met onderzoek kan worden aangescherpt. Onderhavig onderzoek kan de hypothese echter niet onderbouwen. De waterspanningen in het dijksmateriaal zijn in twee raaien gemeten. In één raai liepen de waterspanningen in het dijksmateriaal op tot ongeveer gelijk aan het scenario volle dijk. In de andere raai, tien meter verderop, was de toename van de waterspanningen minder maar zeker significant.

In de natuurlijk afgezette grondlagen, onder het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden, namen de waterspanningen wel toe, maar op een langere tijdschaal. De waterspanning bleef aanmerkelijk lager dan bij het scenario volle dijk. Het maximum werd bereikt enkele uren nadat de proef was gestopt.

Ten aanzien van de ontwikkeling van waterspanningen in een kleidijk als gevolg van golfoverslag kan worden geconcludeerd dat:

Op basis van deze proef een golfoverslag van 1 l/s per strekkende meter bij een kleidijk wel degelijk kan zorgen voor een verzadigde dijk en de aanname dus als reëel kan worden beschouwd. Het scenario 'volle dijk' is niet altijd conservatief, maar blijkt een reëel scenario. Gezien de snelheid van de opbouw van de waterspanningen ook bij lagere debieten mag voorzichtig worden geconcludeerd dat verzadiging ook kan al optreden bij debieten lager dan 1 l/s per strekkende meter.

Verder moet hierbij worden opgemerkt dat:

- De ontwikkeling van de waterspanningen als gevolg van overslag kan snel genoeg gaan om binnen een stormduur tot een volle dijk te leiden. In het geval van dit proefvak binnen een uur voor verzadiging van de bovenste circa 3 meter ten opzichte van een stormduur van circa 5 uur.
- De variabiliteit in de ontwikkeling van de waterspanningen is groot, ook als uit uitgebreid onderzoek blijkt dat de dijk in elk geval in de lengterichting van de dijk relatief homogeen is. Dit biedt op dit moment dan ook weinig houvast bij het proberen te voorspellen van de ontwikkelingen van waterspanningen in het kader van een beoordeling of het ontwerp van een dijk bij het scenario met golfoverslag en verdient derhalve ook nadere verdieping.
- De waterspanningen in de diepere grondlagen, onder het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden regeerde veel minder snel.
- Uit de postdictie berekeningen van de 2 raaien komt niet een duidelijke trend met betrekking tot een systematische over- of onderschatting van de gemeten doorlatendheden. Het blijft lastig om de heterogeniteit van het dijklichaam te vangen.
- De uitgevoerde infiltratieproef heeft aangetoond dat het binnentalud van dijk een grote hoeveelheid water kan weerstaan zonder af te schuiven. Voor zowel de toets situatie

als de geobserveerde situatie (de proef) is een betrouwbaarheidsindex uitgerekend. Door het combineren van de verschillende invloedsfactoren is uiteindelijk een update van de betrouwbaarheidsindex bepaald voor de het meenemen van de buiten geobserveerde situatie. Deze update leidt tot een significante verhoging van de betrouwbaarheidsindex. Door de update stijgt deze betrouwbaarheid van 3.96 naar 4.98. Dit betreft een faalkansstename van circa 1/75 jaar naar circa 1/8500 per jaar (uitgedrukt als 'normfaalkans' waarbij de beide beta's vertaald zijn naar faalkans voor de doorsnede en daarna met mede nemen van faalkansbudget, lengte, a en b factoren uitgedrukt als equivalente 'faalkansnorm'). Hieruit blijkt dat het 'maken' van een observatie zoals een infiltratieproef grote invloed kan hebben op de resultaten van een bewezen sterkteanalyse.

Ondanks de grote berekende kans op een oppervlakkige instabiliteit bij een volle dijk, is van een (beginnende) instabiliteit niets gemeten, ondanks het bereiken van hoge waterspanningen conform het scenario volle dijk. Het talud kwam polderwaarts met een maximale verplaatsing van circa 5 cm tijdens infiltratie waarvan de irreversibele deformatie loodrecht op de dijk maximaal 3cm bedroeg. Tijdens het infiltreren zijn ook deformaties in de hoogte gemeten. Deze waren maximaal 1 cm en kwamen eigenlijk over de gehele linie nagenoeg terug naar de oorspronkelijke stand. Dit kan worden verklaard door zwel van de klei als gevolg van het toenemende vochtgehalte. De mogelijkheid bestaat dat de waterdruk alleen in de grotere structuren in de bodem aanwezig was en niet in de nog niet verzadigde aggregaten. De schuifsterkte van het bulkmateriaal, met nog intacte en sterke aggregaten wordt door gangbare triaxiaalproeven mogelijk onderschat. Hierover is op basis van het onderzoek geen uitsluitsel te geven en verdient de aanbeveling om nader te onderzoeken.

## 5.2 Discussiepunten en aanbevelingen

Uit deze uitgevoerde infiltratieproef II bleek dat de waterspanningen in het dijklichaam (niet die in de diepere ondergrond als snel opliepen. Ook de resultaten uit de eerste infiltratieproef gaven een snelle stijging van de waterspanningen in het dijklichaam. Op basis van de resultaten van de infiltratieproef II blijkt dat zelf bij gesimuleerde overslag debieten in de orde grootte van 0.4 l/s/m (de 4<sup>de</sup> interval test) al snelle verzadiging optreed van het dijklichaam. Hieruit volgt de volgende aanbeveling:

De infiltratieproeven langs de Hollandse IJssel zijn niet de eerste twee infiltratieproeven. Het verdient de aanbeveling om de resultaten van de in het verleden uitgevoerde infiltratieproeven nog eens tegen het licht te houden om te bezien in hoeverre de nu veelal aangehouden grens van 1 l/s/m zich verhoud met verzadigingen van het dijklichaam bij lagere (gesimuleerde) overslagdebieten.

Hoewel de waterspanningen aangaven dat de waterdrukken snel en hoog opliepen in het dijklichaam is het nog steeds mogelijk dat dit water was dat in de (fijne) structuren van de klei liep en niet volledig doordrong in de afzonderlijke klei aggregaten. Dit volgt tot de eerste aanbeveling zijnde:

Deze vorm van structuur verzadiging versus bulk materiaal verzadiging is een punt van discussie en een voorstel voor verder onderzoek. De mate van verzadiging, wanneer deze wordt bereikt en of het verzadiging van de structuren zijn of het klei aggregaat zelf heeft direct zijn invloed op de stabiliteit van de waterkering en wordt met het oog op extreme klimaat veranderingen nog meer van belang. Onder de extreme weersomstandigheden van hogere temperaturen en perioden van droogte versus nattere perioden zal de structuurvorming wellicht ook extremer worden en daarmee de standzekerheid aangetast kunnen worden.





Dit zou op grote monsters in het laboratorium bepaald kunnen worden. Bij voldoende grote monsters zou het ook zeer wenselijk zijn om de sterkte van een typische klei uit een dijk bij deze verschillende verzadigingen met medenemen van de structuur te bepalen. Ook deze proeven zullen op grote diameter monsters moeten worden gedaan.

Vervolgens zou nog een infiltratieproef een mogelijkheid bieden om de laboratorium resultaten te staven in de praktijk. De beoogde natuurcompensatie in de Hedwigepolder zou voor het nemen van monstermateriaal en het uitvoeren van een veldproef zeer geschikt zijn. Een aantal dijkstrekkingen moeten daar verwijderd worden en mogen dus tot bezwijken belast worden. Dit was in het geval van deze Infiltratieproef II niet het geval en is het daarom niet echt mogelijk de postdictie stabiliteitsberekeningen uit te voeren.

Verder blijken de doorlatendheden bepaald op grote diameter gestoken monsters ook niet altijd even goed de bulk doorlatendheden te representeren. De aanname is dat de structuren in het dijklichaam toch ook meer van belang zijn en niet representatief in de 40cm diameter buis worden weergegeven. Een betere test op de doorlatendheid is waarschijnlijk een proef in het veld over een groter oppervlakte van zeg 1 vierkante meter.

Het zou dan de aanbeveling zijn om een observatiesleuf te maken waarin de verschillende geotechnische units (lees kleisoort en structuur) bepaald kunnen worden. Vervolgens zou dan een vierkant frame weggedrukt kunnen worden tot een zekere diepte corresponderend met de diepte (onderkant) van de geotechnische unit. Door hierna het vierkante wegdrukframe te verhogen met panelen kan een waterkolom over een meer representatief oppervlakte gezet worden en een falling head proef (of static head) worden uitgevoerd waarbij er geen verstoring is door monsternamen of boorwerkzaamheden (zoals falling head proeven in een boorgat) en meer realistische doorlatendheden gevonden worden. Deze proef zou in principe tot een diepte van 2 meter worden uitgevoerd. Dit zijn tevens de lagen die het meeste van belang zijn bij oppervlakkige afschuivingen die nog steeds wel significante schade aan een dijk kunnen toebrengen en een inleiding kunnen vormen voor verdergaande erosie en verlies van standzekerheid.

Een laatste punt is de doorlatendheid van een toplaag bij een dijktaald zo steil als de beproefde dijk. Het binnentalud is hier circa 1:2. Dit betekent in de praktijk dat er bij onderhoud of (klein) herstel niet met materieel overheen wordt gereden en dus weinig verdichting plaats vindt.

Het verdient de aanbeveling om te zien of de doorlatendheid van de toplaag (welke als een 1<sup>ste</sup> beschermingslaag kan worden opgevat) bij dijken met een flauwer binnentalud (1:3 of flauwer) of die worden begraasd significant lager is dan bij de steilere niet begraasde en bereden taluds.

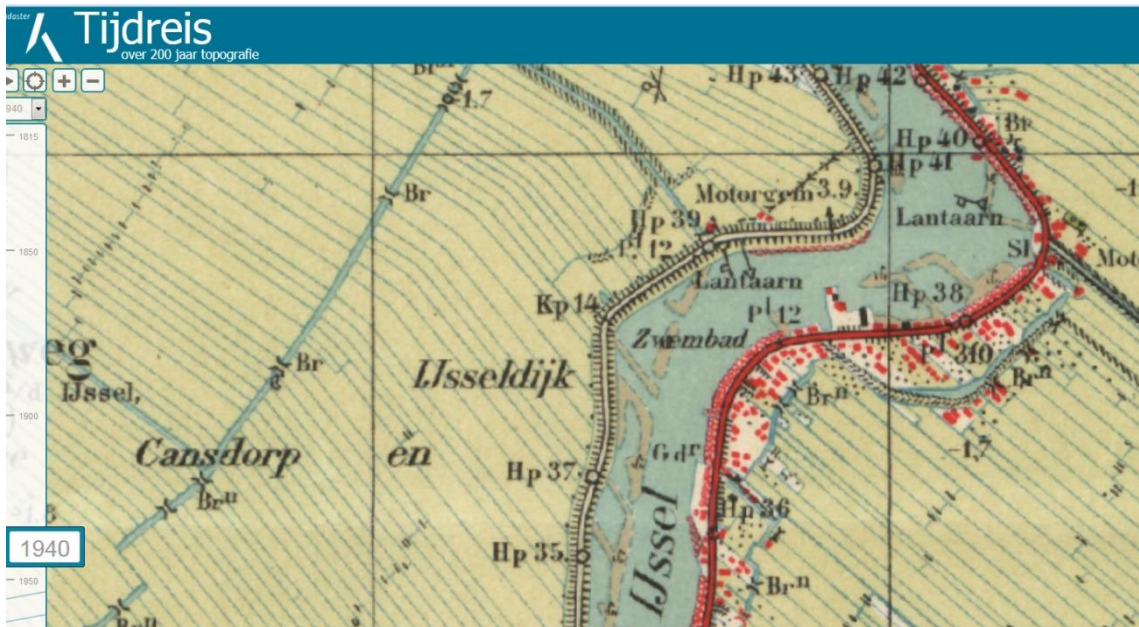
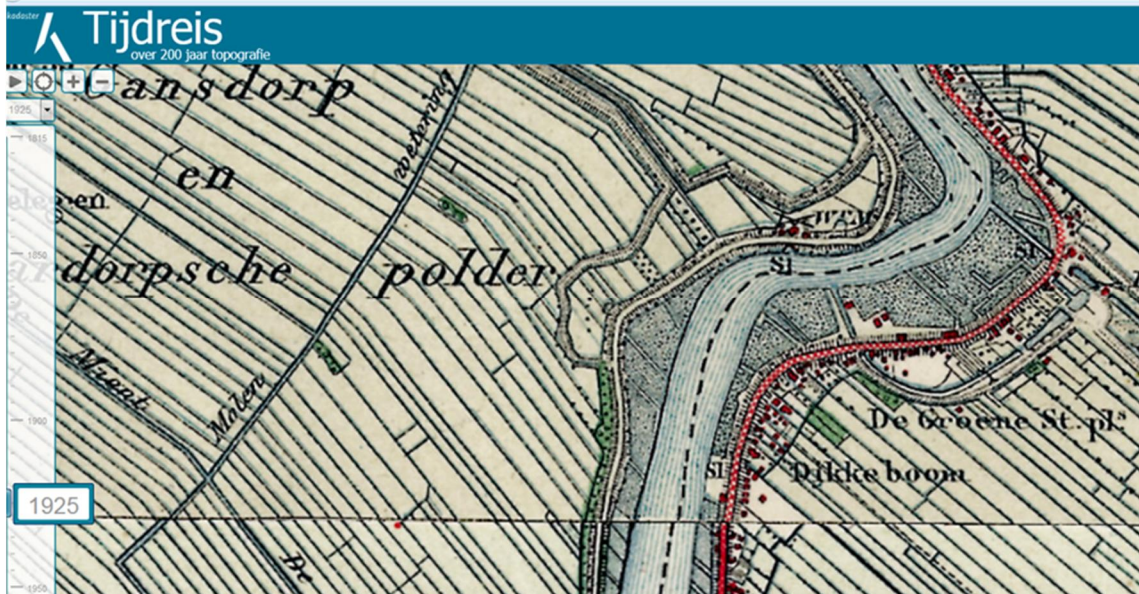
## 6 Referenties

- [1] POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK Predictie Infiltratieproef IJsseldijk, A. van Hoven, A.F. Noordam, augustus 2017, versie 3, Deltares projectnummer 11200643-000-GEO-0007
- [2] POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK Analyse Infiltratieproef IJsseldijk, A. van Hoven, A.F. Noordam, november 2017, versie 3, Deltares projectnummer 11200643
- [3] POVM Infiltratieproef II, Factual report Infiltratieproef II langs de Groenendijk te Nieuwerkerk ad IJssel, M. van der Ruyt, Augustus 2018, versie 1, Deltares projectnummer 11202663-000-GEO-0016
- [4] VERSLAG OVER DE STORMVLOED VAN 1953, Samengesteld door de Rijkswaterstaat en het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, Staatsdrukkerij en uitgeverijbedrijf 's-Gravenhage 1961

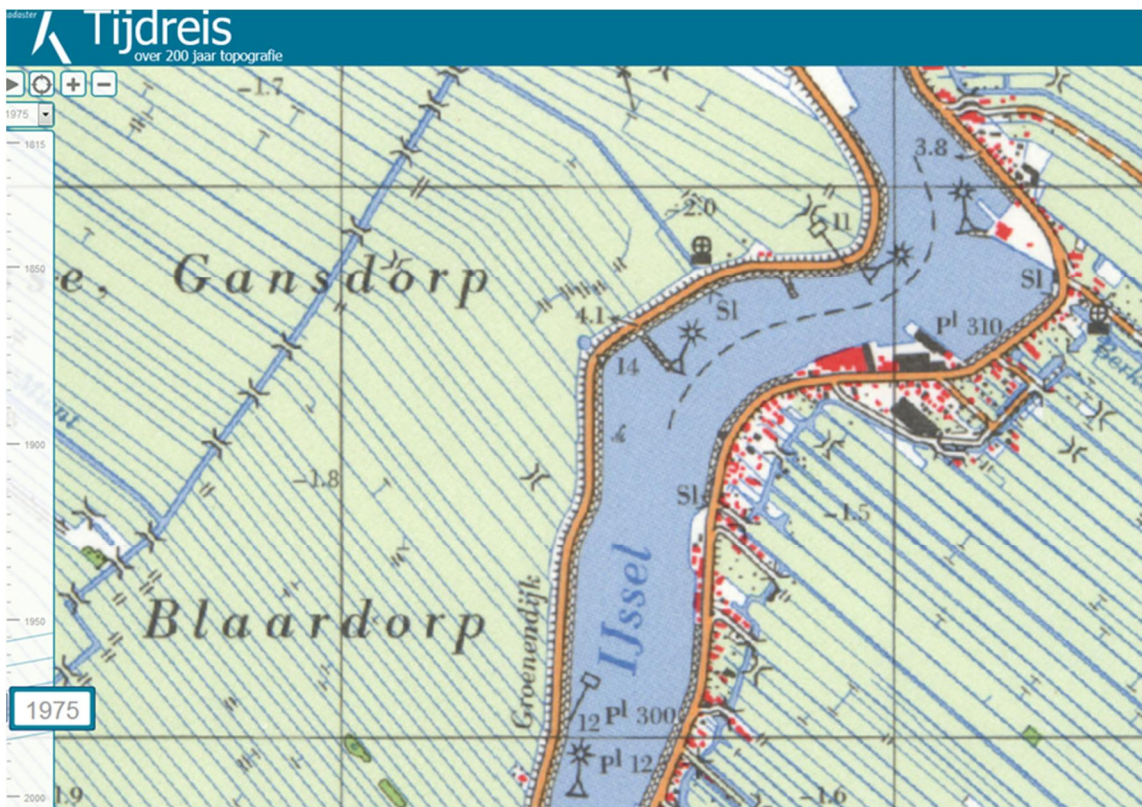
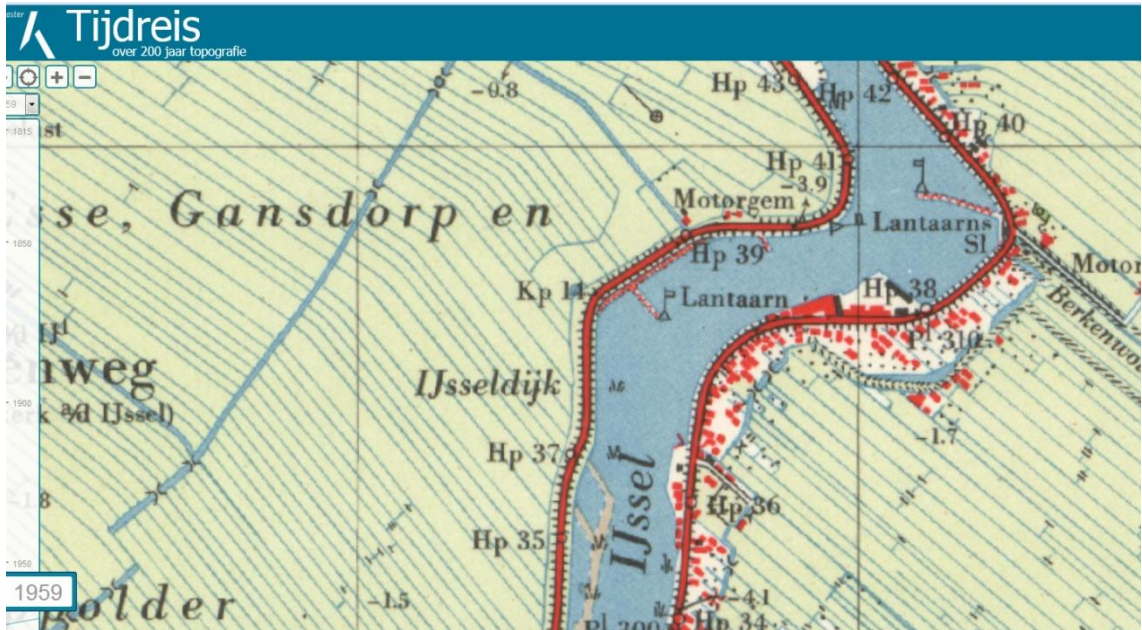
## A Historische gegevens

### Topotijdreis

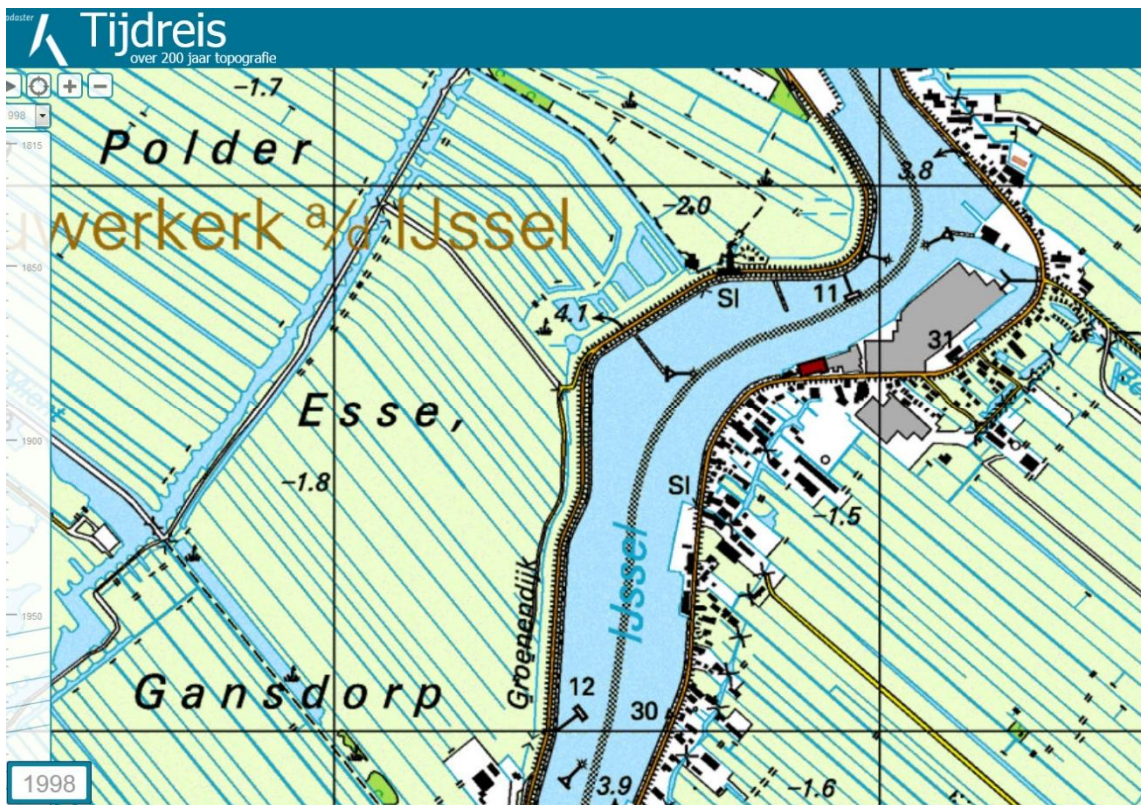
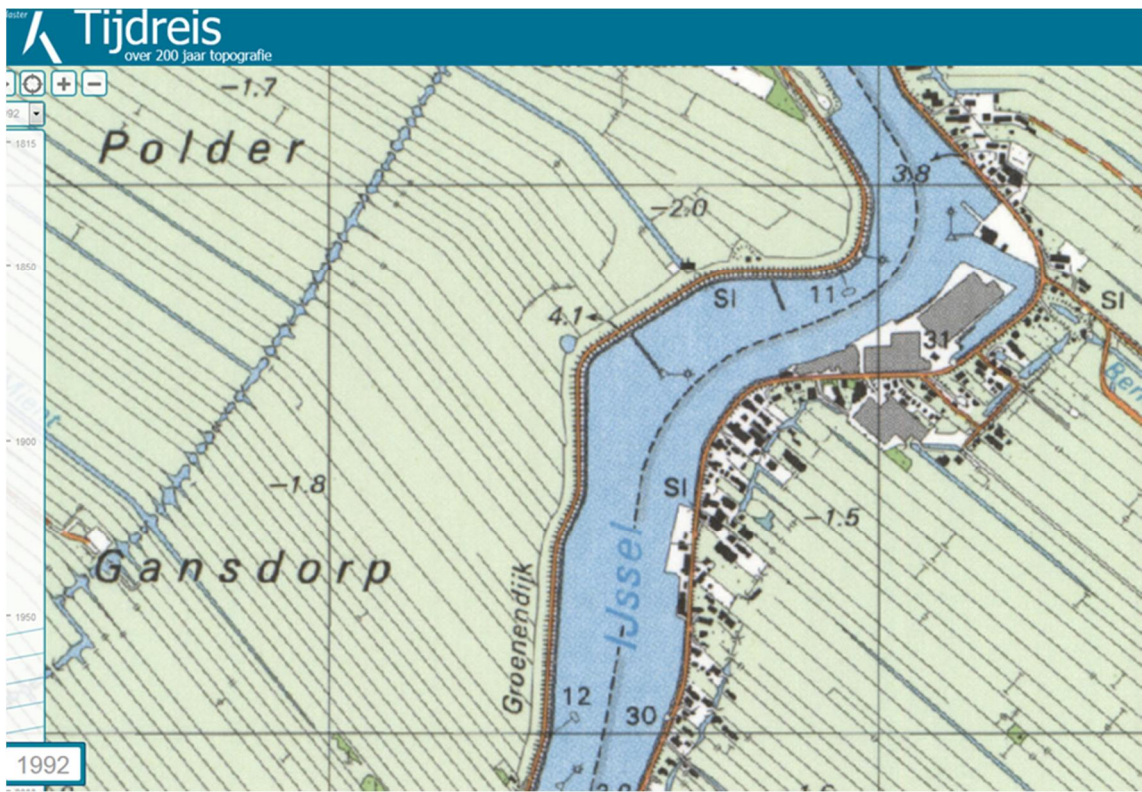
Historische gegevens, topografische kaarten door de jaren heen van [www.topotijdreis.nl](http://www.topotijdreis.nl).



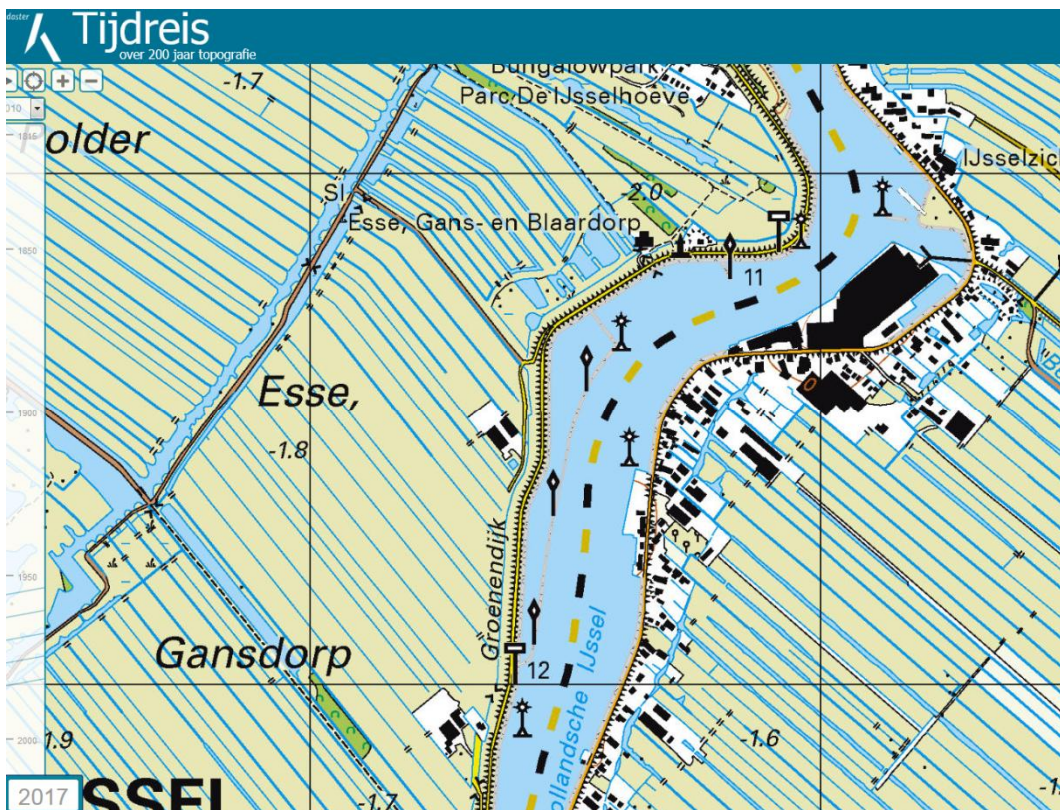
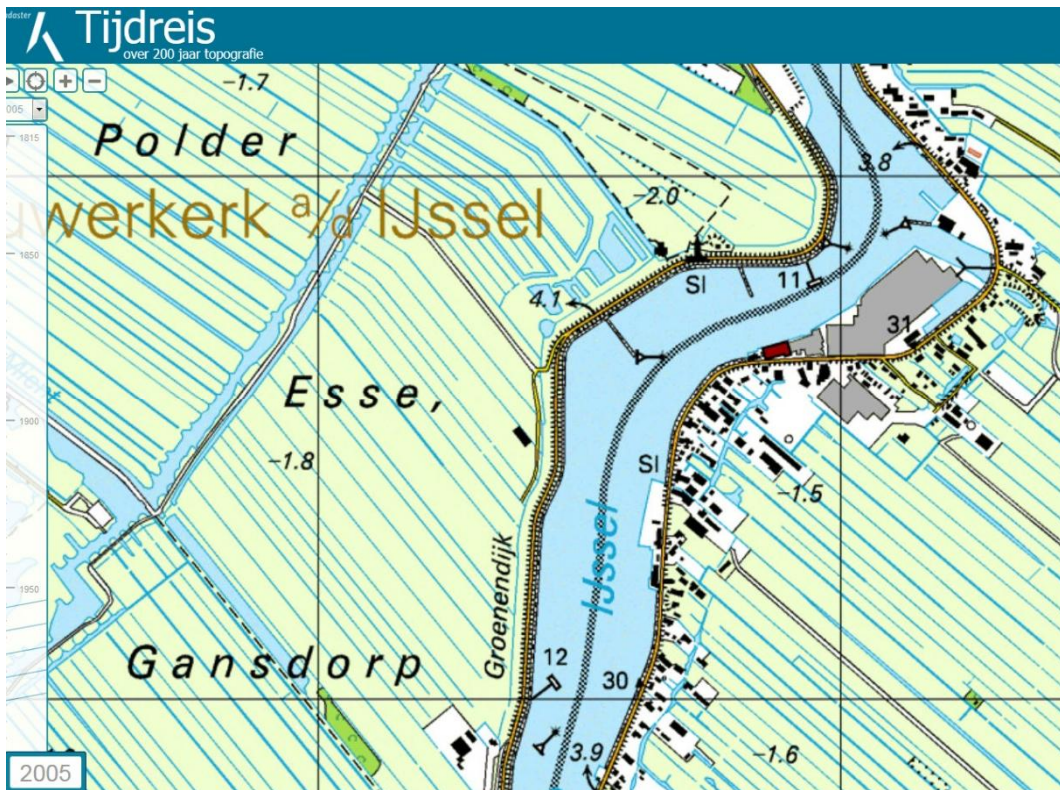










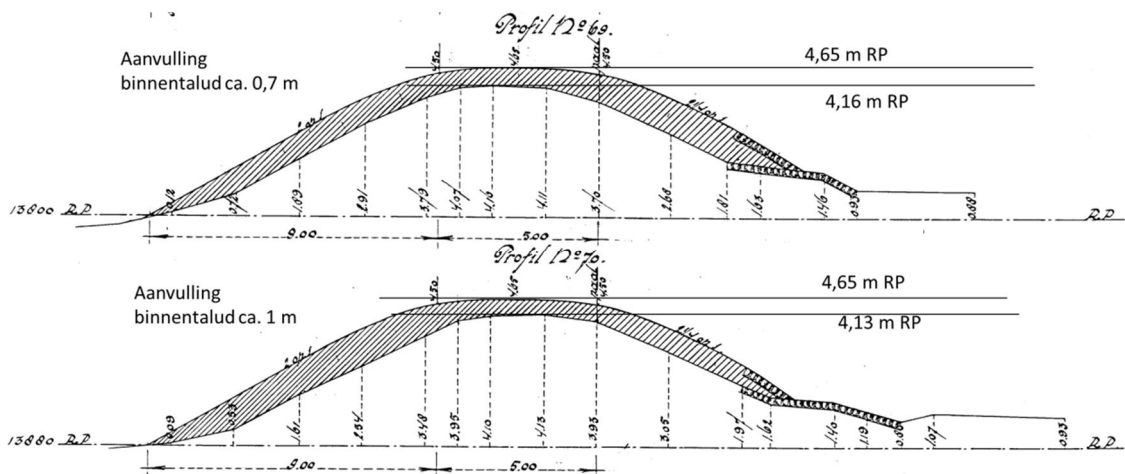
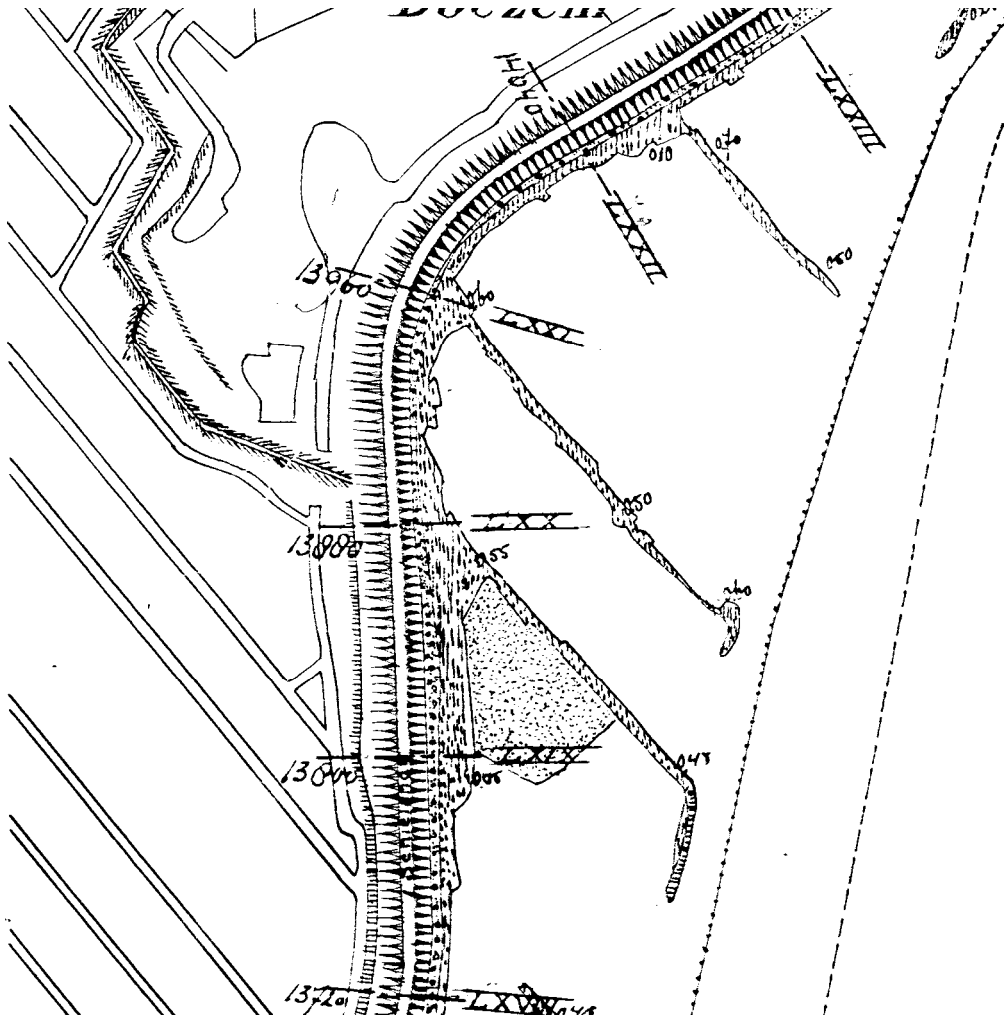




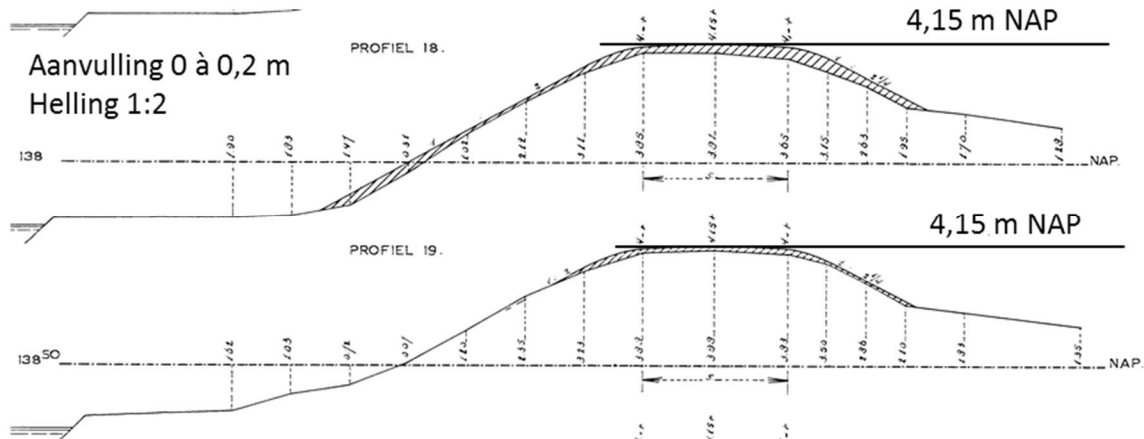
### Dijkverbetering 1917

Aangeleverde tekeningen Hoogheemraadschap Schieland en de Krimpenerwaard

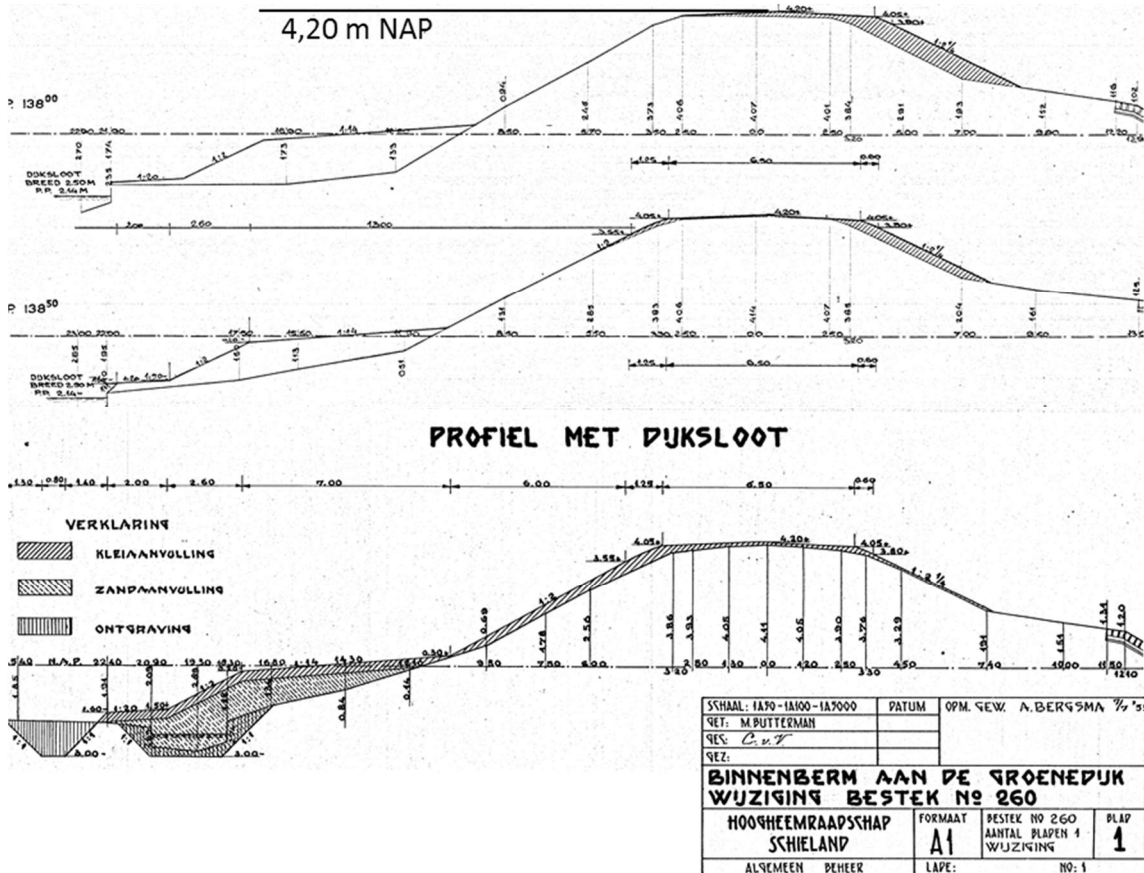
1917 Ophoging van kruin naar 4,65 m RP, aanvulling op het binnentalud van 0,7 à 1 m, helling binnentalud op tekening 1:2.



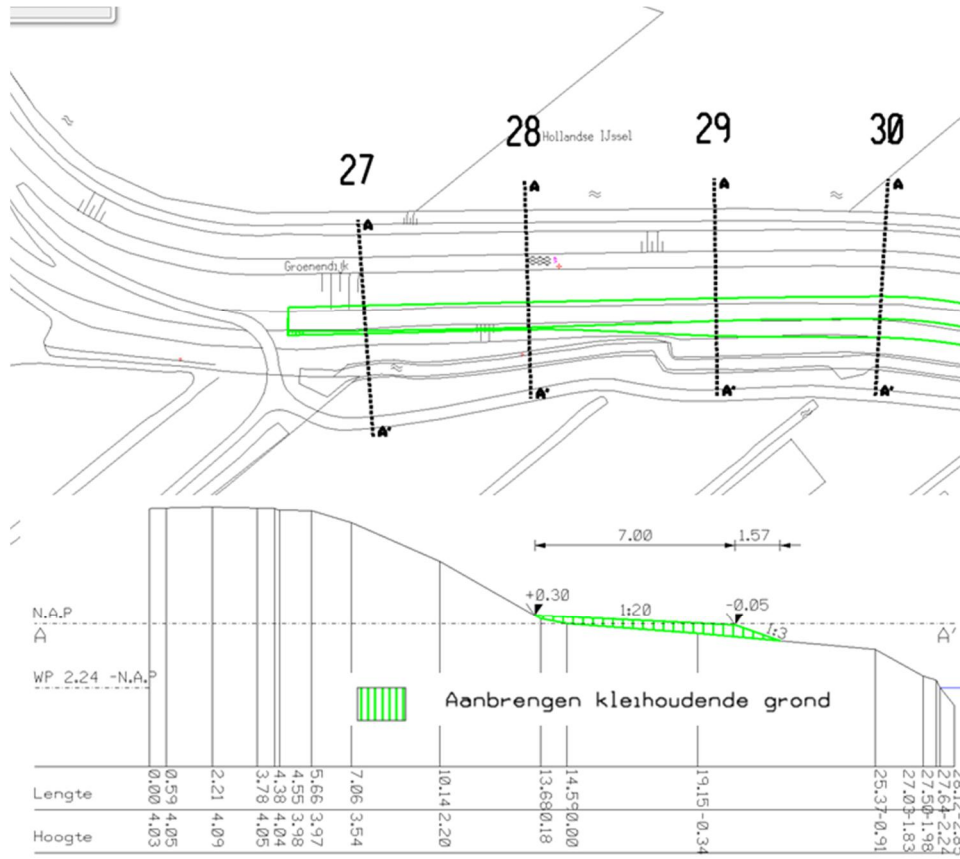
1943 Ophoging van kruin naar 4,15 m NAP, aanvulling op het binnentalud van 0 à 0,2 m, helling binnentalud op tekening 1:2.



1953 bestektekening. Kruin naar 4,20 m NAP, geen aanvulling binnentalud, berm op NAP, uitgevoerd in zand met kleibekleding van ca. 0,5 m.



2008 aanbrengen bermaanvulling van enkele decimeters met kleihoudende grond.



Profiel 28

## B Wrijvingseigenschappen

Memo

To  
Michiel van de Ruyt, Andre van Hoven

Date  
27 May 2018

Number of pages  
74

From  
Maria Konstantinou

Direct line  
+31(0)88335 7261

E-mail  
maria.konstantinou@deltares.nl

Subject  
Assessment of soil parameters\_Project 11202663

### B.1 Geotechnical laboratory test results

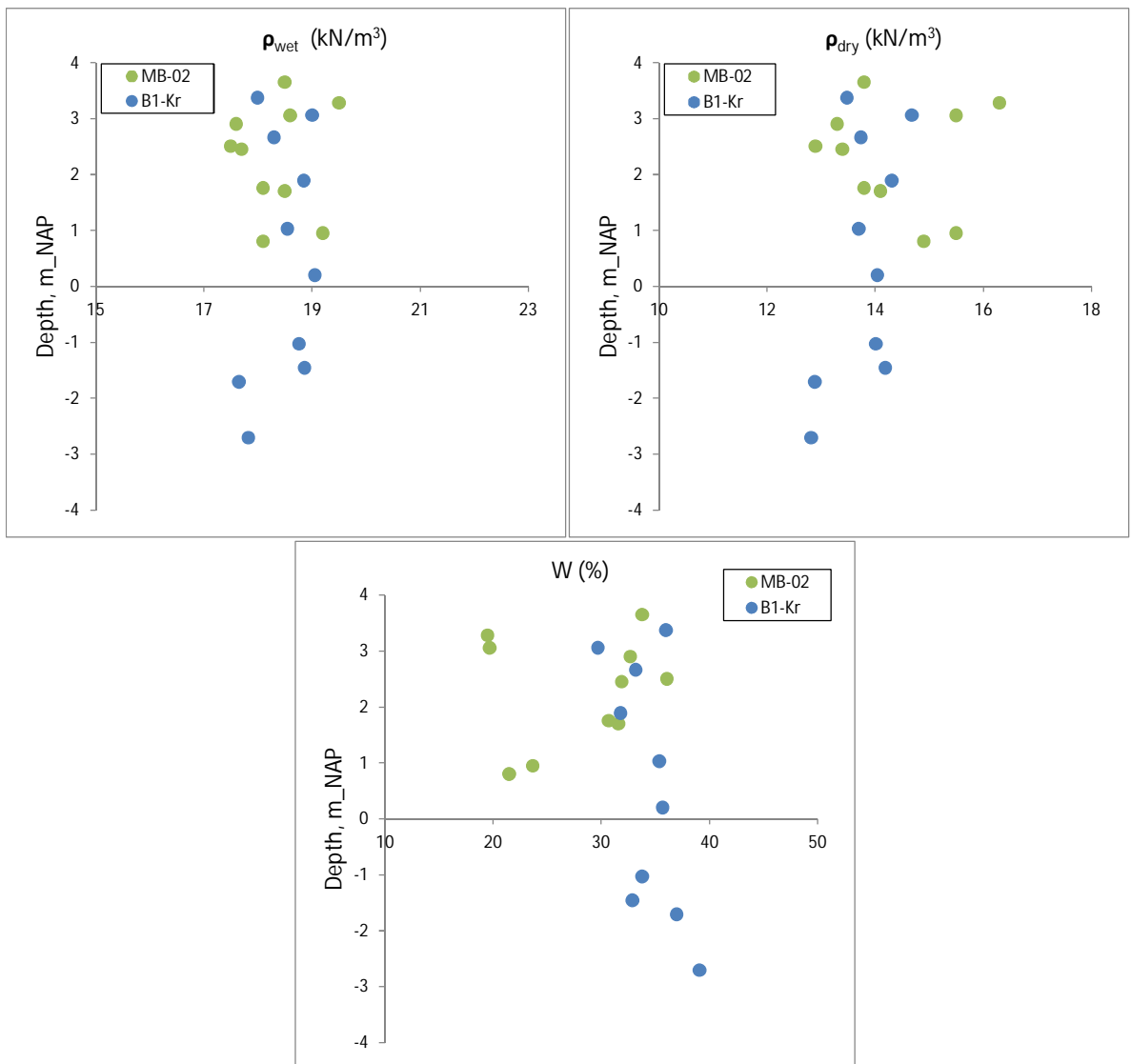
In total 16 CAU tests and 4 oedometer tests were performed on samples retrieved from borings MB-02 and B1-Kr. The triaxial tests were performed at two different laboratories (Wiertsema and Inpijn) on samples tested at in-situ stress conditions. The CAU and Oedometer test specifications per sample basis are summarized in Tabel B.1 and Tabel B.2

Tabel B.1 Summary of CAU tests performed

No.	Laboratory	Boring	Test ID	Depth (m NAP)	Type of material	$\gamma_{wet}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	$\sigma_{1c}'$ (kPa)	$\sigma_{3c}'$ (kPa)	$t_{peak}$ (kPa)	$t_{25\%}$
1	Inpijn	MB-02	MO-02	3.28	Klei zwak zandig, zwak humeus	19.5	16.3	19.5	11.9	8	30.5	30.4
2	Inpijn	MB-02	MO-03	2.9	Klei zwak zandig, zwak humeus	17.6	13.3	32.7	11.8	18.8	53.3	53.2
3	Inpijn	MB-02	MO-04	2.45	Klei zwak zandig, zwak humeus	17.7	13.4	31.9	27.0	17	30.7	30.4
4	Inpijn	MB-02	MO-06	1.7	Klei zwak siltig, zwak humeus	18.5	14.1	31.6	40.0	26	38.5	38.5
5	Inpijn	MB-02	MO-08	0.95	Klei zwak zandig, zwak humeus	19.2	15.5	23.7	54.2	35	40.3	40.2
6	Inpijn	MB-02	MO-10	3.65	Klei zwak siltig, zwak humeus	18.5	13.8	33.8	69.0	45	46.4	46.4
7	Wiertsema	B1-Kr	M002-a	3.37	Ks2h2	18.0	13.5	36	11.9	8	39	38.5
8	Wiertsema	B1-Kr	M003-a	3.06	Ks2h1	19.0	14.7	29.7	19.0	12	65.1	65.1
9	Wiertsema	B1-Kr	M004-a	2.66	Ks3h1	18.3	13.7	33.2	23.1	15	26.7	26.7
10	Wiertsema	B1-Kr	M006-a	1.89	Ks2g1h1	18.8	14.3	31.8	40.0	26	41.3	41.3
11	Wiertsema	B1-Kr	M008-a	1.03	Ks2h1	18.5	13.7	35.4	53.8	35	49.8	49.8
12	Wiertsema	B1-Kr	M010-a	0.2	Ks2h2	19.1	14.0	35.7	67.7	44	51.9	50.2
13	Wiertsema	B1-Kr	M013-a	-1.03	Ks3h1	18.8	14.0	33.8	90.6	58	52.6	51
14	Wiertsema	B1-Kr	M014-a	-1.46	Ks3h1	18.9	14.2	32.9	96.9	63	54.8	53.5
15	Wiertsema	B1-Kr	M015-a	-1.71	Ks2h2	17.7	12.9	37	104.7	67	47.2	44
16	Wiertsema	B1-Kr	M017-a	-2.71	Ks3h1	17.8	12.8	39.1	116.9	76	54.9	51

Tabel B.2 Summary of oedometer tests performed

No.	Laboratory	Boring	Depth (m NAP)	Type of material	$\gamma_{wet}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	a	b	c	m	P <sub>g</sub> (kPa)
1	Inpijn	MB-02	3.054	klei zwak zandig	18.6	15.5	19.7	0.0023	0.0275	0.0004	0.915	33.7
2	Inpijn	MB-02	2.504	klei zwak zandig zwak humeus	17.5	12.9	36.1	0.0048	0.0497	0.0008	0.902	117.6
3	Inpijn	MB-02	1.754	klei zwak siltig zwak humeus	18.1	13.8	30.7	0.0089	0.0734	0.0017	0.878	102
4	Inpijn	MB-02	0.804	klei zwak siltig zwak humeus	18.1	14.9	21.5	0.0185	0.0509	0.0008	0.637	98.3



Figuur B.1 Distribution of wet unit weight, dry unit weight and water content with depth.

The wet and dry unit weight ( $\gamma_{wet}$ ,  $\gamma_{dry}$ ) and the water content (W) of each sample were measured. The distribution of these index parameters with depth is shown in Figuur B.1. The data corresponding to boring MB-02 and B1-Kr are shown in this figure with green and blue mark points. In overall, it can be concluded that the soil profile is rather uniform within the two borings while the lower water content measurements for some of the tests from boring MB-02 can be attributed to the sandy nature of the samples.

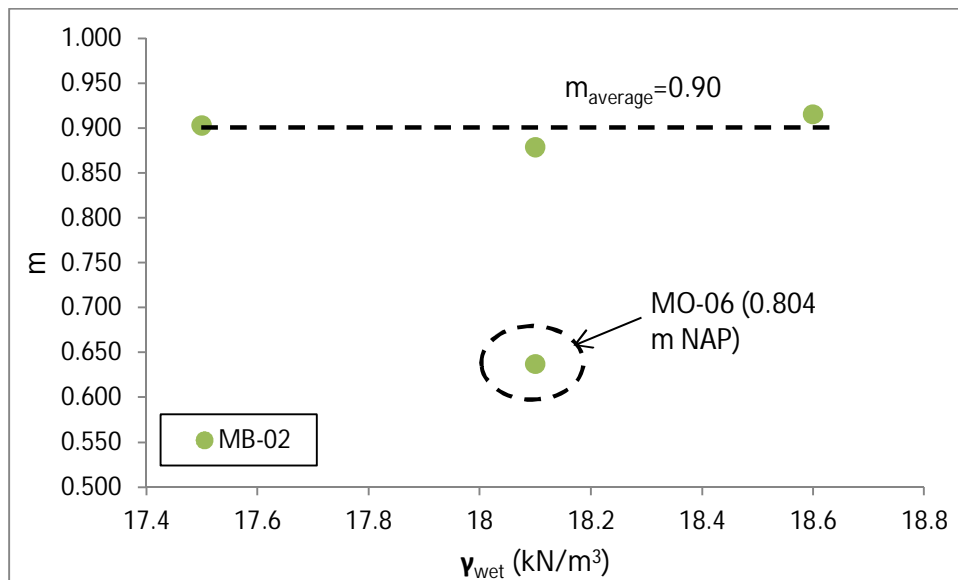
## B.2 Undrained shear strength exponent, m

The parameter m was calculated according to the equation:

$$m = \frac{b - a}{b}$$

Where: a, and b are the stiffness parameters of the abc – isotachen model.

The oedometer tests were only performed on samples retrieved from boring MB-02. Figuur B.2 shows the m values as calculated from these tests plotted against the volumetric weight. An average value of  $m_{average} = 0.90$  is determined. It should be noted that the oedometer test No: M0-06 (@ 0.804 m NAP) gives a significantly low m value ( $m=0.637$ ) which is deemed to be unrealistic and neglected from the calculation of the above  $m_{average}$  value.



Figuur B.2 m values against volumetric weight

The values of preconsolidation pressure, isotachen stiffness parameters a, b and c and parameter m as these were derived from the oedometer tests are shown in Tabel B.2. The preconsolidation pressure was assessed according to the Isotachen method.

## B.3 Shear strength ratio, S

Samples were not tested under normally consolidated conditions. Therefore, there are no data available from these tests for the assessment of the shear strength ratio, S. For data not covered by these additional lab tests we rely on data collected from the KIS project and data from other locations along the IJssel dike.

## B.4 Drained shear strength parameters

The dike material above the phreatic level is modelled by  $c'$  and  $\phi'$ , the same as was done for KIS.

The average of cohesion  $c'$  and angle of shearing resistance,  $\phi'$  have been derived based on the least squares method using as input the values of effective stress  $s' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$  and shear stress  $t = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$  from the CAU tests tested at in-situ conditions. It should be



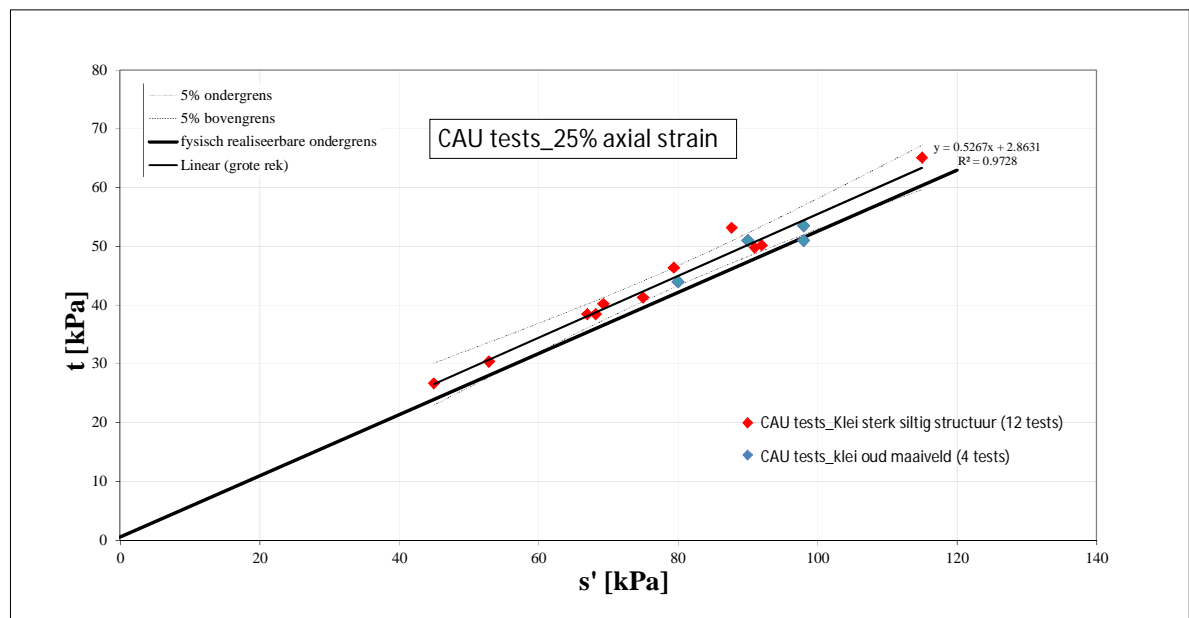
pointed out that the majority of the CAU tests (12 tests) are taken from the same layer (classified as “klei sterk siltig structuur”; 3.5 m NAP to -1.00 m NAP). Only the CAU tests performed below the depth level of -1.00 m NAP (4 tests) are from a different layer (classified as “klei oud maaiveld”). For the assessment of the drained shear strength parameters the CAU test data are treated as one batch. The classification test data in Figuur B.1 and the relatively small scatter in the data given in Figuur B.3 justify this selection. Nevertheless, different colour marks are used in Figuur B.3 to distinguish between the CAU test data from the two different layers.

The 5% upper and lower confidence limits are calculated following the formula 3.15 given in Calle and van Duinen (2016).

For the CAU tests the  $c'_{average}$  and  $\phi'_{average}$  values have been calculated at the axial strain of 25%. The derived values are:  $\phi'_{average, 25\% \text{ axial strain}} = 31.8^\circ$  and  $c'_{average, 25\% \text{ axial strain}} = 3.4 \text{ kPa}$ . For the case that the test data are best fitted with a line starting from the origin of the axis ( $c' = 0 \text{ kPa}$ ) a value of  $\phi'_{average, 25\% \text{ axial strain}} = 34.1^\circ$  is assessed.

For the CAU tests the characteristic values,  $c'_{kar}$  and  $\phi'_{kar}$  values have been calculated at the axial strain of 25%. The derived values are:  $\phi'_{kar, 25\% \text{ axial strain}} = 31.3^\circ$  and  $c'_{kar, 25\% \text{ axial strain}} = 0.7 \text{ kPa}$ . For the case that the test data are best fitted with a line starting from the origin of the axis ( $c' = 0 \text{ kPa}$ ) a value of  $\phi'_{kar, 25\% \text{ axial strain}} = 32.1^\circ$  is assessed.

The average, 5% lower/upper confidence limit and physically realizable lower limit t-s' lines can be seen in Figuur B.3.



Figuur B.3 Average, 5% lower/upper confidence limit and physically realizable lower limit t-s' lines for CAU test at 25% axial strain

## B.5 Assessment of undrained shear strength

The undrained shear strength,  $s_u$  is estimated from CPT data by using the following correlation with the net cone resistance ( $q_{net}$ ):

$$s_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}}$$

$$q_{net} = q_t - \sigma_{vo}$$

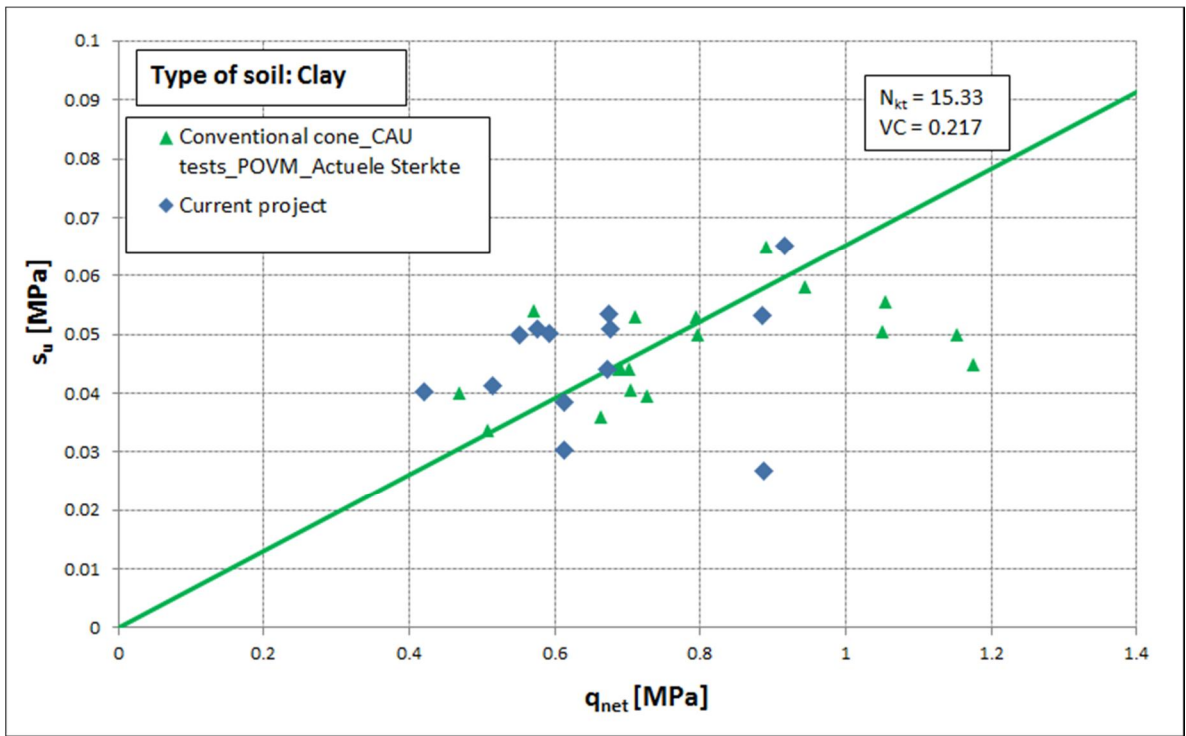
$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2$$

Where:

- $N_{kt}$  = empirical correlation factor, generally referred to as the cone factor.
- $\sigma_{vo}$  = the total vertical stress.
- $q_t$  = the corrected tip resistance.
- $q_c$  = the CPT tip resistance.
- $u_2$  = the pore pressure measured behind the cone shoulder ( $u_2$  position).
- $\alpha$  = the cone's alpha factor.

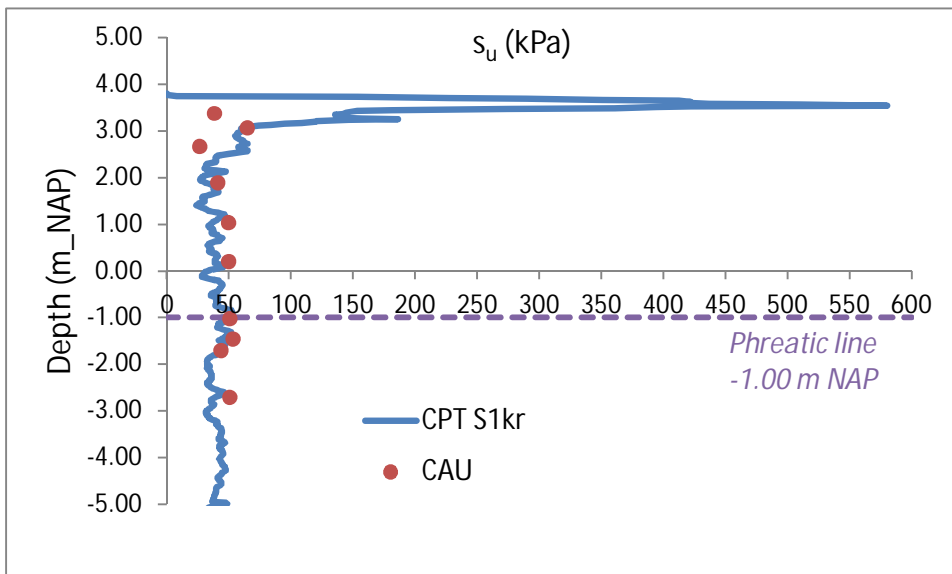
The  $N_{kt}$  factor was assessed via correlation of the  $q_{net}$  values (CPT: S1kr and S2kr) with the experimental  $s_u$  data from borings (MB-02 and B1-Kr) as indicated with blue marks in Figuur B.4. In the same figure the  $q_{net} - s_u$  values from a previous soil investigation campaign are plotted with green triangle marks. This investigation campaign refers to the POVM Actuele Sterkte project which focusses on 4 cross sections of the dike along the river Hollandse IJssel (Deltares 2017, 12202518-004). The  $N_{kt}$  factor assessed from this project receives a value of  $N_{kt} = 15.33$  with a variation coefficient of  $VC = 0.217$ . The test data in Figuur B.4 indicate that this  $N_{kt}$  factor can be adopted in the current project as the  $q_{net} - s_u$  data are in satisfactory agreement with the data from the previous campaign.

It should be noted that an assumed cone alpha factor of 0.8 is applied while a unit weight of  $18.5 \text{ kN/m}^3$  was used for the calculation of the total vertical stress. This unit weight is the best estimate considering the data given in Figuur B.1.

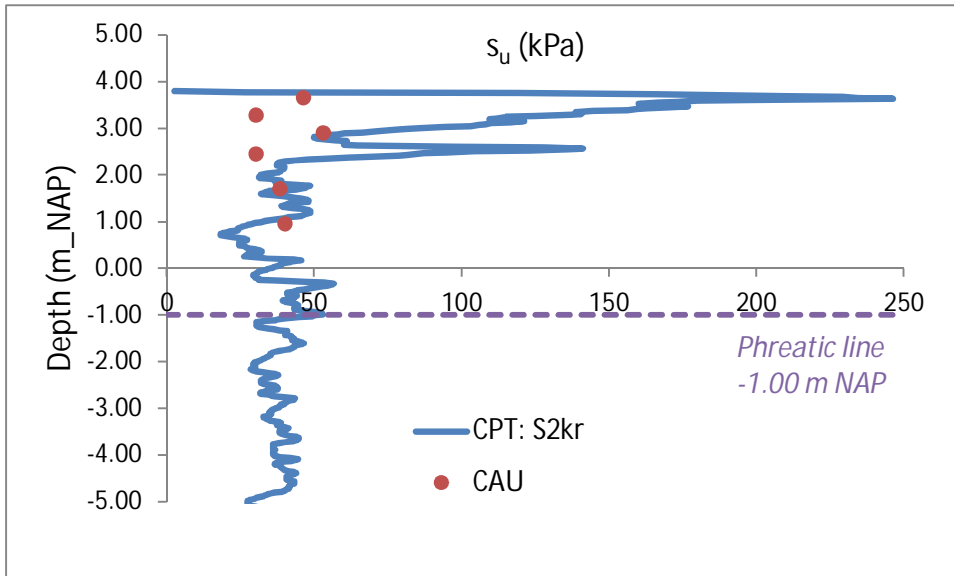


Figuur B.4 Undrained shear strength versus net cone resistance

The undrained shear strength profile from CPT S1kr and S2kr is shown in Figuur B.5 and Figuur B.6 respectively. In these figures the undrained shear strength at 25% axial strain as determined from CAU tests is plotted for comparison. The phreatic line in the dike body at daily conditions is approximately at -1.00 m NAP.

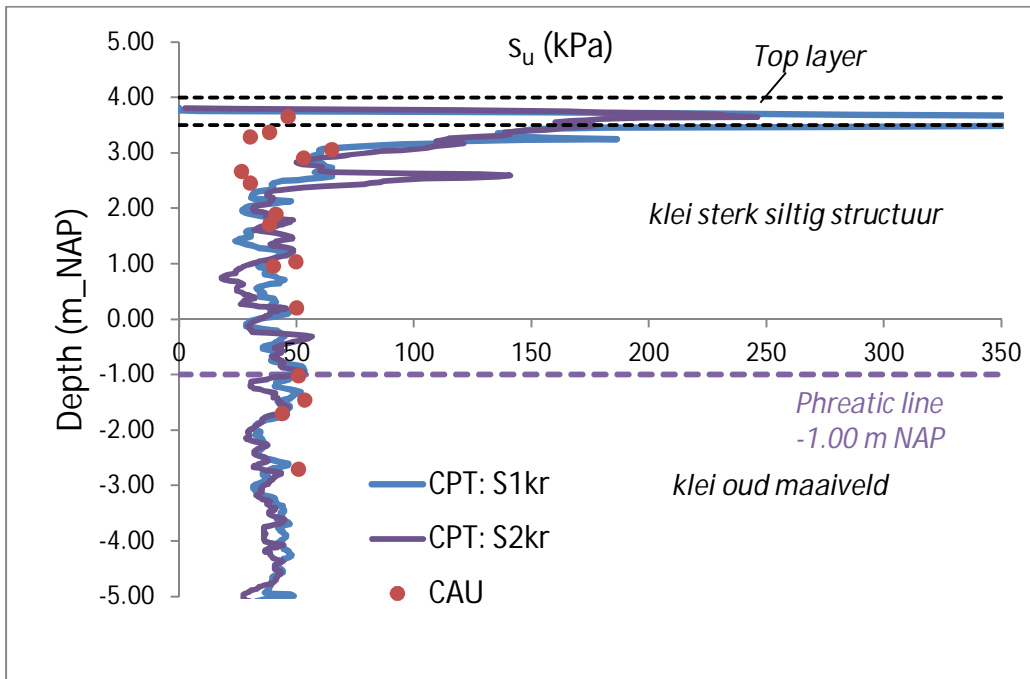


Figuur B.5 Distribution of undrained shear strength with depth; CPT S1Kr



Figuur B.6 Distribution of undrained shear strength with depth; CPT S2Kr

Figuur B.7 provides an overview of the undrained shear strength profile considering both CPTs (CPTS1kr and S2kr) located at the crest, together with all the CAU strength data. The soil layering profile as determined from the borings performed in the area of interest is also shown in this figure.



Figuur B.7 Distribution of undrained shear strength with depth; CPT S2Kr and CPT S1Kr

The undrained shear strength values as derived from each tested CAU sample are summarized in Tabel B.1. Values of the undrained peak shear strength and undrained shear strength at large strain (25% axial strain) are given.

## B.6 Soil parameters as assessed from KIJK and POV-M Actuele sterkte project

The average and characteristic soil parameter values as assessed for the purposes of previous soil investigation campaigns along the river Hollandse IJssel (KIJK project and POV-M project Actuele Sterkte project) are summarized per soil layer in Tabel B.3 and Tabel B.4 (Deltares 2017, 12202518-004).

KIJK PROJECT								POV-M PROJECT						
Type of soil	$N_{kt, gem}$	$m_{gem}$	POP <sub>gem</sub> [kPa]		$S_{gem}$ [-]	$\phi_{gem}$	$c'_{gem}$	Type of soil	$N_{kt, gem}$	$N_{b, gem}$	$m_{gem}$	$S_{gem}$	$\phi_{gem}$	$c'_{gem}$
	Teen	[-]	Kruin	Teen	[-]	[°]	[kPa]		Kruin	Teen	[-]	[-]	[°]	[kPa]
Veen	20.1	0.83	85	42	0.55	-	-	Hollandveen	15.7	14.71	0.88	0.38	29.3	7.48
Detritus	20.1	0.87	68	43	0.33	-	-							
Gyttja	20.1	0.88	57	42	0.34	-	-							
Veen, kleilig	20.1	0.85	99	40	0.4	-	-							
Klei antropogeen	NA	0.9	54	41	0.43	-	-	Klei met schelpen	15.33	14.55	0.92	0.32	31.3	7.32
Klei humeus	17.5	0.87	54	38	0.33	-	-	Klei met plantenresten						
Klei siltig	17.5	0.89	71	40	0.31	-	-	Klei antropogeen						
Klei kreftenheye	20	0.8	25	25	0.25	-	-	Klei kreftenheye	-	-	0.8	0.25	-	-
Zand	-	-	-	-	-	NA	0	Zand antropogeen	-	-	-	-	32.5	0
								Zand kreftenheye	-	-	-	-	35	0

Tabel B.3 Summary of average soil parameter values (KIJK and POV-M project).

KIJK PROJECT								POV-M PROJECT						
Type of soil	$N_{kt, kar}$	$m_{kar}$	POP <sub>kar</sub> [kPa]		$S_{kar}$ [-]	$\phi_{gem}$	$c'_{kar}$	Type of soil	$N_{kt, kar}$	$N_{b, kar}$	$m_{kar}$	$S_{kar}$	$\phi_{gem}$	$c'_{kar}$
	Teen	[-]	Kruin	Teen	[-]	[°]	[kPa]		Kruin	Teen	[-]	[-]	[°]	[kPa]
Veen	NA	0.77	NA	NA	0.36	-	-	Hollandveen	-	-	0.86	0.36	28.4	0.41
Detritus	NA	0.86	NA	NA	0.27	-	-							
Gyttja	NA	0.88	NA	NA	0.27	-	-							
Veen, kleilig	NA	0.83	NA	NA	0.35	-	-							
Klei antropogeen	NA	0.87	NA	NA	0.31	-	-	Klei met schelpen	-	-	0.89	0.29	31.3	0*
Klei humeus	NA	0.85	NA	NA	0.30	-	-	Klei met plantenresten						
Klei siltig	NA	0.87	NA	NA	0.27	-	-	Klei antropogeen						
Klei kreftenheye	NA	0.73	NA	NA	0.21	-	-	klei kreftenheye	-	-	0.73	0.21	-	-
Zand	-	-	-	-	-	32	0	Zand antropogeen	-	-	-	-	30	0
								Zand kreftenheye	-	-	-	-	32.5	0

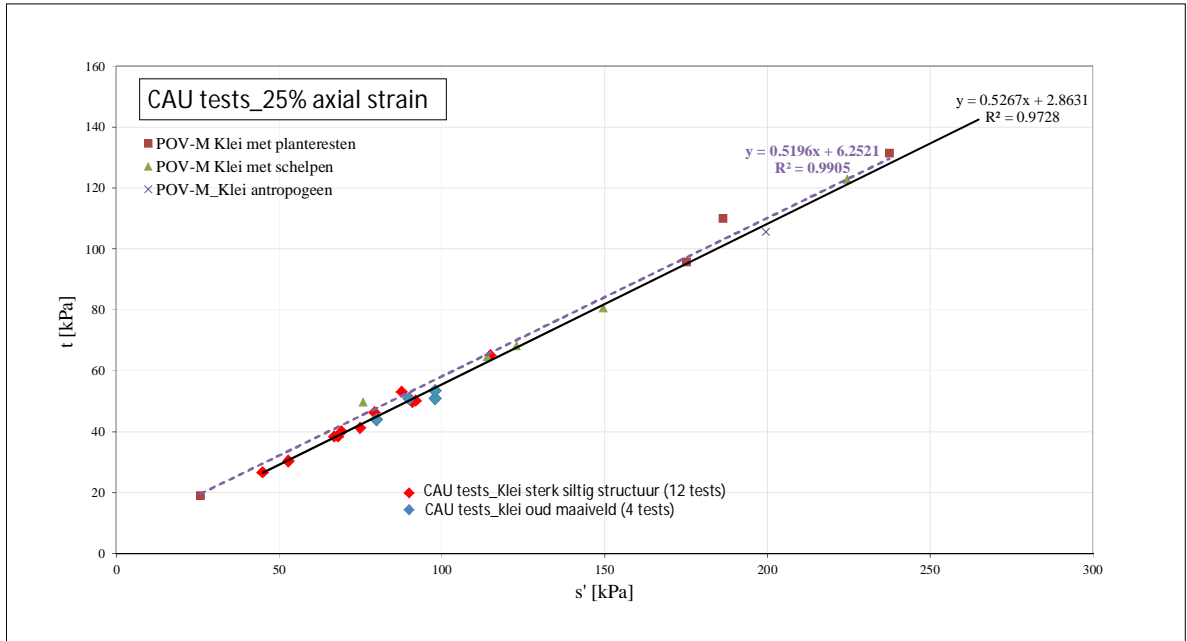
\*The  $c'_{kar}$  value is taken equal to 2 kPa when lognormal distribution is considered.

Tabel B.4 Summary of characteristic soil parameter values (KIJK and POV-M project).

### Notes:

- The derived  $m_{average}$  value of 0.9 in this project is in agreement with the corresponding value from the POV-M investigation campaign ( $m_{average} = 0.92$ ). A rather limited amount of CRS data was used, however, in the current project for the assessment of this parameter (3 tests) while a larger database was considered in the POV-M project (10 tests). Due to the limited amount of SAM tests, the  $m_{kar}$  value for this project can be taken from the POV-M campaign ( $m_{kar} = 0.89$ ).
- The average drained shear strength parameters of  $\Phi'_{average, 25\% \text{ axial strain}} = 31.8^\circ$  and  $c'_{average, 25\% \text{ axial strain}} = 3.4$  kPa are also in relatively good agreement with the corresponding values from the POV-M investigation campaign ( $\Phi'_{average, 25\% \text{ axial strain}} = 31.3$  and  $c'_{average, 25\% \text{ axial strain}} = 7.32$  kPa). It should be pointed out, however, that there is an around 4 kPa difference in the values of cohesion. An overview of experimental data is given in Figuur B.8 which presents the CAU data at 25% axial strain of the current study together with the CAU data from the POV-M investigation campaign. The test data from the different soil layers are shown in this figure with different colour marks. The best fit lines to the

experimental data are indicated with purple and black lines for the POV-M and for the current project respectively. It should be noted that for the purposes of the POV-M project a unique set of shear strength parameters was determined, regardless of the origin of each layer (“klei met schelpen”, “klei met planteresten” and “klei antropogeen”).



Figuur B.8 Comparison of average t – s' lines; POV-M and current project.



## **C Doorlatendheidparameters doorlatendheidproeven op grote monsters**

### **C.1 Inleiding**

Voorafgaand aan de infiltratieproef zijn doorlatendheden bepaald door middel van een falling head proef op grondmonsters met een diameter van 0,4 m. Doordat de grondmonsters relatief groot zijn wordt verwacht dat de invloed van de bodemstructuur, scheuren, scheurtjes, aggregaten en wormgangen, hierin vertegenwoordigd is. Hierbij wordt echter opgemerkt dat de grondmonsters nog altijd kleiner zijn dan de hiervoor gewenste circa  $0,4 \times 0,4 \times 0,4 \text{ m}^3$ .

Voorafgaand aan de infiltratieproef zijn vier grondmonster vertikaal gestoken en beproefd. Na afloop zijn nogmaals vier monsters horizontaal gestoken en beproefd. Deze bijlage geeft een korte beschrijving van de proefopzet en de resultaten.

### **C.2 Beschrijving van de proefopstelling**

Om de waterdoorlatendheid van gestoken kleimonsters te beproeven is een eenvoudige proefopstelling opgezet voor een falling head doorlatendheidsbepaling en bepaling van de drainagekarakteristieken van de grond van het monster. In deze proefopstelling kunnen de kleimonsters in de steekbussen blijven om zo min mogelijk monsterverstoring te krijgen.

De proefopstelling bestaat uit:

- Een in hoogte verstelbare heftafel om de monsterbus per situatie op een prettige werkhogte te kunnen zetten.
- Een PVC bak met een diameter van 600mm en een hoogte van 50mm
- Een wateropvangbak die opgehangen is aan een krachtdoos met een gekalibreerd bereik van 70 kilo en meetnauwkeurigheid van 0,1%fs, ruim voldoende voor de proefopstelling.
- Data-acquisitie om het uitgestroomde water tegen de tijd te kunnen registreren

De te beproeven monsters zijn in het veld gestoken met steekbussen met een diameter van 400 mm en een lengte van 1000 mm. Deze monsters komen binnen in het laboratorium met een pvc deksel aan beide zijde van de monsterbus en zijn tot de proefuitvoer bewaard in een ruimte met een temperatuur van  $10^0 \text{ C}$  en een vochtigheid boven de 95%.

Proefvoorbereiding:

- Monsterbus uit de koude ruimte halen en bovendeksel verwijderen.
- Monsterbus optillen met kraan, kantelen en onderdeksel verwijderen.
- Onderzijde van monster met een mes wat opruwen om het "versmeerde" laagje dat is ontstaan tijdens transport te verwijderen.
- Monsterbus rechtop in PVC bak plaatsen waarbij er een stuk geogrid op de bodem van de PVC bak is gelegd om een goede drainage van het monster mogelijk te maken.
- Aan bovenzijde monster rondom een ondiep v-vorming sleufje maken tussen monster en monsterbus.
- Dit sleufje voorzichtig volgieten met gesmolten vaseline (100 gr. Celsius uit oven). Deze vaseline vult de eventueel aanwezige ruimte tussen het monster en de monsterbus op.
- Als de vaseline weer is gestold eventueel overtollige vaseline van oppervlak monster verwijderen.

- Monster gereed voor beproeving.

Proefuitvoer:

- Slang aan onderzijde PVC bak boven de wateropvangbak hangen.
- Monsterbus aan bovenzijde monster vullen met water tot circa 40 cm boven monsteroppervlak en dan stoppen met vullen. Let op dat tijdens het vullen de infiltratie van het monster al start.
- Dataregistratie starten om het doorgestroomde water te kunnen registreren tijdens de falling head proef.
- Op het moment dat het waterniveau het oppervlak van het monster raakt wordt een signaal gegeven. Vanaf dit moment draineert het monster en staat er geen water meer op het oppervlak.
- Zodra monster volledig is uitgedropen dataregistratie stoppen.
- Monsterbus uit PVC bak hijsen en plat leggen.
- Monster beschrijven.



*Links: De totale proefopstelling met de stalen monsterbus, de PVC bak waarin deze is geplaatst, de in hoogte verstelbare heftafel en de aan een krachtdoos opgehangen wateropvangbak.*

*Rechts: De slang onder de PVC bak die het door het monster gestroomde water in de wateropvangbak loost.*



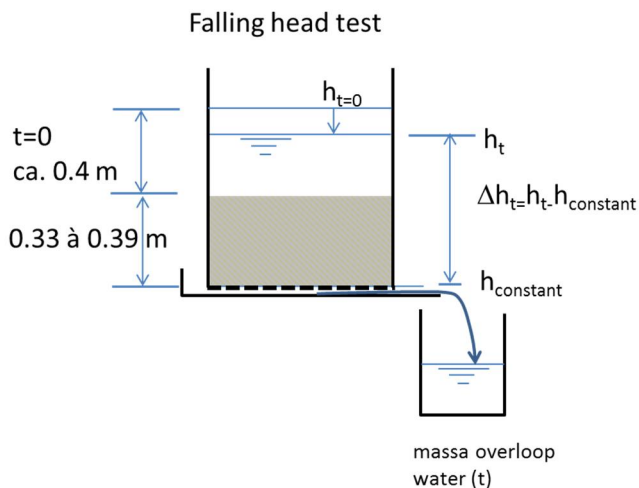
Links: Een close-up van de in de PVC bak geplaatste monsterbus.

Rechts: Close-up van de krachtdoos die het gewicht van het doorgestroomde monsterwater meet.

Het resultaat van de proef is de meting van de het toenemende gewicht van het uitstromende water (kg) tegen tijd, met op het moment dat het oppervlak van de klei droog valt een signaal wat die tijd markeert. Voor de proeven op horizontaal gestoken monsters is daarnaast een directe meting van de waterhoogte uitgevoerd.

### C.3 Berekening doorlatendheid

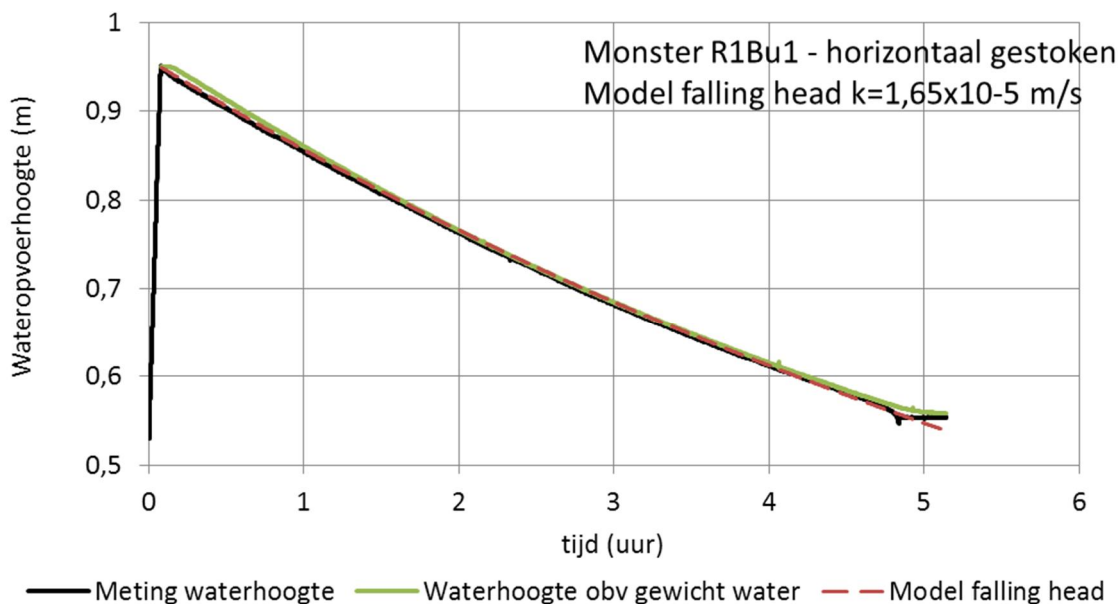
De schematische weergave van de proefopstelling staat in Figuur C.1.



Figuur C.1 Schematische weergave proefopstelling falling head test

De waterhoogte in de bus zakt van de beginwaarde  $h_{t=0}$  van circa 0,4 m boven het monster tot het monsteroppervlak. Met de onderzijde van het kleimonster als referentievlak is het verval over het monster gelijk aan de waterhoogte  $h_t$  (m ref.), zijnde de stijghoogte boven het monster min de stijghoogte aan de onderzijde van het monster (0 m ref.).

Voor de eerste vier proeven op de verticaal gestoken grondmonsters is de daling van het wateroppervlak in de bus is berekend uit het gemeten watergewicht dat uit het monster stroomt. De waterhoogte boven het monster is bij deze proeven niet direct gemeten. Dit betekent dat de berging van water in het monster, mogelijke opzuigen van water door de klei, wordt verwaarloosd ten opzichte van het door het monster stromende debiet. Impliciet wordt daarmee aangenomen dat de verzadigde Darcy stroming gekarakteriseerd door doorlatendheid  $k$  (m/s) dominant is. Bij de tweede serie van vier proeven op horizontaal gestoken monsters is de waterhoogte boven het monster wel direct gemeten, evenals het watergewicht dat aan de onderkant uit het monster stroomde. Voor één proef is de waterhoogte uit de directe meting uitgezet tegen de indirect bepaalde waterhoogte uit het uitstromende watergewicht (Figuur C.2). Hieruit blijkt dat er weinig verschil tussen beide zit, leidend tot eenzelfde schatting van de doorlatendheid.



Figuur C.2 Meting van waterhoogte (m) en berekende waterhoogte op basis van gewicht van het uitstromende water (m) en de fit met het falling head model (m)

De falling head proef kan worden uitgewerkt in formulevorm, waarbij  $L$  (m) de hoogte van het grondmonster,  $A$  ( $m^2$ ) het oppervlak van het monster,  $q$  ( $m^3/s/m^2$ ) het specifiek debiet en  $t$  (s) tijd ten opzichte van de start van de proef:

$$A \frac{dh_t}{dt} = -qA = -k \frac{h_t}{L} A$$

$$\frac{dh_t}{dt} + \frac{k}{L} h_t = 0$$

Stel voor deze differentiaalvergelijking een oplossing in de vorm:

$$h_t = Ce^{-\alpha t} \text{ dan}$$

$$\frac{dh_t}{dt} = -\alpha Ce^{-\alpha t}$$

Invullen geeft:

$$-\alpha Ce^{-\alpha t} + \frac{k}{L} Ce^{-\alpha t} = 0$$

In de beginsituatie op  $t=0$  is  $h_{t=0} = h_0$

$$-\alpha Ce^{-\alpha \cdot 0} + \frac{k}{L} Ce^{-\alpha \cdot 0} = 0$$

$$-\alpha + \frac{k}{L} = 0$$

$$\alpha = \frac{k}{L} \text{ en } C = h_0$$

De oplossing is dus:

$$h_t = h_0 e^{-\frac{k}{L}t} \text{ en omgeschreven } k = -\frac{L}{t} \ln\left(\frac{h_t}{h_0}\right)$$

Hiermee kan de doorlatendheid  $k$  (m/s) worden teruggerekend uit het verloop van de waterhoogte boven het monster. De resultaten van deze berekeningen staan in Tabel C.1 en het voorbeeld in Figuur C.2.

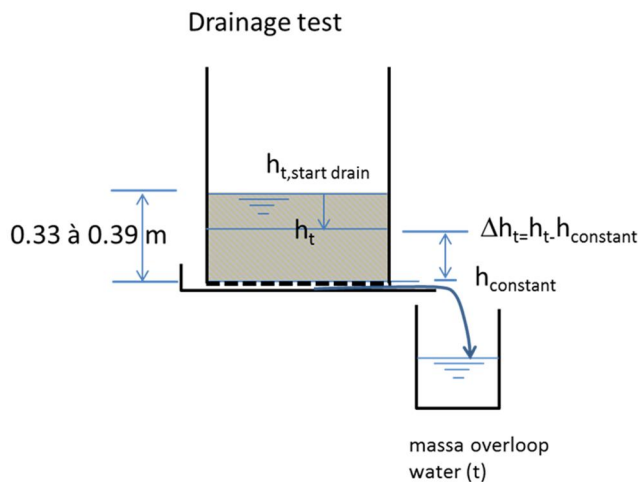
Monster	Diepte (m –MV)	Hoogte (m)	k (m/s)	Laag (Figuur 2.6)
OS1Bu1 - verticaal	0,2-0,5	0,34	$0,7 \times 10^{-5}$	Klei sterk siltig structuur
OS1Bu2 – verticaal	0,1-0,4	0,35	$2,6 \times 10^{-5}$	Klei toplaag
OS1Bu3 – verticaal	0,1-0,4	0,38	$0,9 \times 10^{-5}$	Klei toplaag
OS1Bu4 - verticaal	0,6-0,9	0,33	$2,7 \times 10^{-4}$	Klei matig siltig structuur
R1Bu1 - horizontaal	0,4–0,8	0,53	$1,7 \times 10^{-5}$	Klei sterk siltig structuur
R1Bu2 – horizontaal*	1,5-1,9	0,49	$1,2 \times 10^{-6}$	Klei matig siltig structuur
R2Bu1 – horizontaal**	0,4-0,8	0,46	$2,5 \times 10^{-6}$	Klei sterk siltig structuur
R2Bu2 - horizontaal	1,3-1,7	0,45	$2,6 \times 10^{-6}$	Klei matig siltig structuur
* is niet goed na te rekenen met verzadigde falling head formule				
** onverklaarbare hobbels in meting, waardoor slecht te fitten, 2 à $3 \times 10^{-6}$				

Tabel C.1 Resultaat falling head proeven op 0,4 m diameter monsters

De gefitte doorlatendheid op horizontale grondmonsters is ongeveer een orde 10 lager dan die van de verticaal gestoken grondmonsters. Bij natuurlijke afzettingen is veelal juist het omgekeerde het geval. Hoewel twee van de horizontaal gestoken monster wat dieper zijn genomen en mogelijk om die reden wat minder doorlatend zijn laat het onderzoek een verschil zijn. Vanuit de vorming van bodemstructuur is het verklaarbaar, doordat wormgangen en ook scheuren meer verticaal georiënteerd zijn dan horizontaal dan wel loodrecht op het talud.



Nadat het wateroppervlak gelijk is komen te liggen met het bovenvlak van het grondmonster verandert de formule van de waterhoogte tegen tijd. Voor de volledigheid is de formule opgenomen in deze bijlage, maar hij is niet nader uitgewerkt op de proeven, omdat de fase relatief snel was aan het einde van een lange fase van het dalen van de waterstand, waardoor het moment van droogvallen werd gemist. Op het moment dat de waterstand gelijk is aan de bovenzijde van het monster moet het debiet door de waterstanddaling gecorrigeerd worden voor de porositeit en wordt de lengte waarover de weerstand geldt kleiner en dus een functie van tijd. Het verval wordt gelijk aan 1 (-), omdat de stijghoogte over het natte deel van het monster gelijk is aan de lengte van het natte deel van het monster, namelijk  $h_t/h_t$ . De porositeit  $n_{actief}$  (-) betreft alleen de porositeit die tijdens de duur van de proef meedoet aan de stroming, dit zijn alleen de wormgangen, holtes en scheurtjes in de klei. Het vochtgehalte van de klei welke na enkele uren die de proef duurt nog aanwezig is doet niet actief mee en wordt niet meegeteld. Het proces is schematisch weergegeven in Figuur C.3.



Figuur C.3 Schematische weergave proefopstelling falling head test, drainage fase

Uitgaande van Darcy stroming geldt:

$$An_{actief} \frac{dh_t}{dt} = -qA = -k \frac{h_t}{h_t} A$$

$$\frac{dh_t}{dt} = -\frac{k}{n_{actief}}$$

$$h_t = -\frac{k}{n_{actief}} t + C$$

Op  $t=0$  ligt de waterspiegel op de bovenkant van het monster  $h_{t=0} = L$

$$h_{t=0} = -\frac{k}{n_{actief}} 0 + C = L \text{ dus } C = L$$

Waardoor:

$$h_t = L - \frac{k}{n_{actief}} t$$

Deze formule is geldig vanaf het moment dat de waterspiegel op de bovenkant van het monster ligt en daar onder zakt. Dat moment is in deze formule (wederom) gedefinieerd als  $t=0$ .

#### C.4 Berekening actieve porositeit

Met de actieve porositeit wordt bedoeld het deel van de poriën in de grond welke binnen de tijdspanne van uren, de duur van golfoverslag, actief meedoet bij de stroming. Dit betreft de grovere met elkaar in verbinding staande structuren in de grond, de spleten tussen de aggregaten, scheuren en wormgangen. Verondersteld wordt dat de afname van de zuigspanning in aggregaten bij een toename van het vochtgehalte in aggregaten plaatsvindt op een langere tijdschaal dan die van enkele uren voor een golfoverslaggebeurtenis en ook veel minder volume aan water betreft.

Bij de tweede serie proeven op de horizontaal gestoken grondmonsters is de toename van het gewicht van het monster tijdens de proef gemeten, waaruit de toename van het vochtgehalte is te berekenen.

Voor het narekenen van de proeven in PLAXIS moet de (actieve) porositeit  $n$  (-) of de void ratio  $e$  (-) worden geschat.

Deze zijn als volgt gedefinieerd en in elkaar om te rekenen.

$$n = \frac{V_{void}}{V_{grond}} = \frac{V_{void}}{V_{void} + V_{solid}} \text{ en tevens } e = \frac{V_{void}}{V_{solid}}$$

$$n = \frac{e}{(e+1)}$$

$$e = \frac{n}{(1-n)}$$

De porositeit gebaseerd op laboratorium onderzoek naar de klei in de bovenste 3 meter van de dijk kern en uitgaande van een korrelgewicht van  $2650 \text{ kg/m}^3$  is ca. 0,45 (-) met een uitschieter van 0,50 (-). Vanwege de aanwezigheid van organische stof zoals in de boring is aangegeven, zal de schatting van de porositeit aan de hoge kant zijn. Er wordt daarom uitgegaan van 0,40 (-), waarbij opgemerkt dat de aanname van deze porositeit niet veel invloed heeft op de belangrijkste stromingsparameters.

Het volume actieve poriën is bepaald aan de hand van het leeglopen van het grondmonster aan het einde van de falling head test. Op het moment dat de waterspiegel gelijk was aan de bovenzijde van het grondmonster is een signaal aan de weegschaal gegeven, zodat dit moment zichtbaar is als een piek in de meting van het gewicht van het uitgestroomde water. Het water dat na deze piek nog in de opvangbak wordt gemeten is het volume water in het grondmonster dat actief is bij de stroming door het monster. De resultaten zijn samengevat in Tabel C.2



Grondmonster	Diepte bovenkant (m t.o.v. MV)	schatting n (-)	Volume monster (m <sup>3</sup> )	Volume uitlekwater (m <sup>3</sup> )	n <sub>actief</sub> (-)
OS1Bu1	0,2-0,5	0,4	$0,34 \cdot 0,25 \pi 0,4^2$	$0,6 \times 10^{-3}$	0,014
OS1Bu2	Geen bepaling beschikbaar				
OS1Bu3*	0,1-0,4	0,4	$0,35 \cdot 0,25 \pi 0,4^2$	$6,7 \times 10^{-3}$	0,139
OS1Bu4	0,6-0,9	0,4	$0,33 \cdot 0,25 \pi 0,4^2$	$1,7 \times 10^{-3}$	0,041
* vanaf moment dat grondoppervlak droog valt blijft gemeten gewicht toenemen tot einde van de proef met ca. 6,7 kg/19 uur = 0,35 kg/uur zonder dat dit naar een eindwaarde lijkt te gaan. Voor de berekening is uitgegaan van de meting van 6,7 kg					

Tabel C.2 Samenvatting porositeit n (-) en actieve porositeit n<sub>actief</sub> (-) voor drie van de vier grote kleimonsters

Indien de onverklaarbare meting van OS1Bu3 achterwege wordt gelaten, dan volgt een actieve porositeit van 0,01 à 0,04 (-) van het totale volume grond dat meedoet met de stroming.

Bij de serie proeven op horizontaal gestoken grondmonsters is een nauwkeurige bepaling niet goed mogelijk. Indicatief volgt hieruit een actieve porositeit van circa 0,02 (-).



## **D Bewezen sterkte analyse**

## Memo

**Aan**  
Michiel van der Ruyt

**Datum**  
31 oktober 2018

**Kenmerk:**  
11202663 – 012 memo

**Aantal pagina's**  
14

**Van**  
Ana Teixeira  
Bernard van der Kolk

**Doorkiesnummer**  
+3188 335 7214

**E-mail**  
Ana.Teixeira@deltares.nl  
Bernard.vanderKolk@deltares.nl

**Onderwerp**  
Bewezen sterke - stabiliteit infiltratieproef

---

## 1 Inleiding

Dit memo beschrijft de uitgevoerde probabilistische analyse en de faalkans update van de infiltratieproef II, uitgevoerd op 27 en 28 juni 2018.

De proef is uitgevoerd over een lengte van ca 30 meter. De stabiliteit van het dijklichaam bleek tijdens de uitvoering van de proef en verzadiging van het dijklichaam significant hoger dan de berekeningen o.b.v. lokaal bepaalde sterkte eigenschappen in eerste instantie uitwees – zie rapport [11202663-002-POVM Analyse Infiltratieproef IJsseldijkII\_v03]. Tijdens de proef zijn er in twee raaien instrumenten geplaatst om metingen uit te voeren. In deze analyse zijn de resultaten van raai 1 gebruikt om de 'observatie' te schematiseren en de faalkans te herzien. Daar de waterspanningen in de raai 2 hoger waren dan in raai 1 geeft de faalkans voor raai 1 een mindere (of gelijke) uitkomst dan de raai 2. Ofwel de faalkans update voor raai 2 zal wellicht nog positiever uitvallen dan raai 1. Bij raai 2 zijn de gemeten waterspanningen hoger, en dus bij een faalkans update is raai 2 een ongunstiger aanname.

Het doel is om een bewezen sterkte analyse uit te voeren op basis van de geobserveerde situatie tijdens de infiltratieproef II, om te bepalen:

- Hoewel winst levert een bewezen sterkte analyse bij deze dijk, met deze informatie (i.e. infiltratieproef),
- En of er (na update) ruimte is om de faalkansruimte aan te passen (herverdeling/optimalisatie).

## 2 Uitgangspunten

De gebruikte informatie is overgenomen uit de eerder uitgevoerde analyses en grondonderzoek. Niet alle benodigde gegevens zijn beschikbaar, dus in die gevallen is een aanname gedaan (hieronder met **\*\*aanname** gemarkeerd).

## 2.1 Profiel locatie & schematisatie

De schematisatie van de dijk is overgenomen uit de predictieberekeningen van de infiltratieproef II [11200643-002-GEO-0002]. Voor het schematiseren van de proef zelf, de observatie, is raai 1 gebruikt.

Navolgende tabel geeft een overzicht van de voor het profiel en traject gehanteerde uitgangspunten.

Tabel 2.1 Uitgangspunten voor de infiltratieproef II dijk locatie

<i>Dijktraject nummer</i>	14-1
<i>Locatie profiel (coördinaten)</i>	Groenendijk te Nieuwerkerk ad IJssel, 103454,64      440545,00 103455,21      440497,27
<i>Lengte dijktraject</i>	L = 20.475 m
<i>Signaleringswaarde faalkans op trajectniveau</i>	Norm = 1 / 30.000 jaar
<i>faalkansruimtefactor</i>	w = 0,04 (STBI)
<i>Lengte-effect factoren</i>	a = 0,033 ; b = 50 m
<i>Zichtjaar beoordeling</i>	2075
<i>Doorsnede Betrouwbaarheidseis (STBI)</i>	5,21
<i>Bodemdaling</i>	Niet mee genomen
<i>Dijkhoogte</i>	Ca 3,80 m+NAP

## 2.2 Grondsoort en sterkte-eigenschappen

De gehanteerde sterkteparameters zijn overgenomen uit de eerder uitgevoerde berekeningen en/of grondonderzoek [11200643-002-GEO-0002]. Daarbij zijn de keuzes voor het toepassen van gedraineerd of ongedraineerde parameters ook overgenomen. De volgende tabellen laten de gebruikte parameters zien.

De standard afwijking (normal) was teruggerekend o.b.v.:

$$x_{kar} = \mu_x \pm \sigma_x T_{n-1}^{0,05} \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}}$$

waar:

$x_{kar}$       Schatting van de karakteristieke onder-, of boven-grens van de verwachtingswaarde van parameter x.

$\mu_x$       Schatting van de verwachtingswaarde van parameter x.

$\sigma_x$       Schatting van de standaardafwijking van parameter.

$T_{n-1}^{0,05}$       Waarde student-t verdeling bij 5% onder of overschrijdskans met n-1 vrijheidsgraden (aantal metingen n).

a      Spreidingsreductiefactor, a = 0,75 voor een regionale verzameling en a = 1,0 voor een lokale verzameling.

n      Aantal proeven/metingen.

Voor de parameters met een lognormal distributie is de equivalente lognormale formule gebruikt.

Tabel 2.2 *Karakteristieke parameters,  $\gamma$  is de volumiek gewicht, gedraineerd parameters ( $c$ ,  $\phi$ ) en ongedraineerde parameters ( $S_u/P_c$ ,  $m$ , POP).*

Naam	$\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	C [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [deg]	Ratio $S_u/P_c$ [-]	m [-]	POP [-]
Cunet	18	20	0	30	-	-	-
Zand	18	20	0	30	-	-	-
Veen	11	11	-	-	0.36	0.86	?
klei oud maaiveld	14	18	-	-	0.29	0.89	?
Klei	19.6	20.6	-	-	0.29	0.89	?
klei matig siltig structuur	14	18	0.7	31.3	-	-	-
klei matig siltig	14.1	18.5	0.7	31.3	-	-	-
klei sterk siltig structuur	13.3	17.6	0.7	31.3	-	-	-
Toplaag	13.8	18.5	0.7	31.3	-	-	-
Pleistoceen	18	20	0	30	-	-	-

Tabel 2.3 *Gemiddelde parameters gedraineerd ( $c$ ,  $\phi$ ) en standard afwijking  $\sigma$ .*

Naam	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [deg]	$\sigma_{\text{normaal; c}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{normaal; } \phi}$ [deg]
Cunet	0	35	-	2
Zand	0	32.5	-	1.5
klei matig siltig structuur	3.4	31.8	1.54	0.29
klei matig siltig	3.4	31.8	1.54	0.29
klei sterk siltig structuur	3.4	31.8	1.54	0.29
Toplaag	3.4	31.8	1.54	0.29
Pleistoceen	0	32.5	-	-

Tabel 2.4 *Gemiddelde parameters, ongedraineerd ( $S_u/P_c$ ,  $m$ , POP).*

Naam	Ratio $S_u/P_c$ [-]	m [-]	POP onder/naast [kPa]	$\sigma_{\text{lognormaal; } S_u/P_c}$	$\sigma_{\text{lognormaal; } m}$	$VC_{\text{normaal; } POP}$
Veen	0.38	0.88	-	0.02	0.02	-
klei oud maaiveld	0.32	0.92	20 / 5	0.02	0.02	0.2
Klei	0.32	0.92	-	0.02	0.02	-

**\*\*aannamen:** Normal en lognormale verdelingen, POP variatie.

### 2.3 Buitenwaterstand & waterspanningen (toets)

Voor het bepalen van de faalkans zijn is informatie over de waterstand nodig. Ten eerste is een waterstand verdeling (ofwel de waterstand vs terugkeertijd tabel) nodig, en ten tweede moeten wij een paar waterstanden kiezen (en schematiseren) om een fragility curve te bepalen. De integratie van de fragility curve met de waterstand verdeling levert de faalkans van de dijk profiel (toets situatie) – zoals bij Schweckendiek et al. (2017).

Onderstaande tabel geeft de verschillende waterstanden weer. Navolgende tabel geeft de in de berekening gehanteerde waterstanden weer. Deze zijn mede gebaseerd op eerder

uitgevoerde analyses en metingen voorafgaand en tijdens de proef. Figuur 2.1 geeft de gehanteerde waterstand-schematisaties weer. Er is zijn geen relevante stijghoogtes in diepere zandlagen aanwezig.

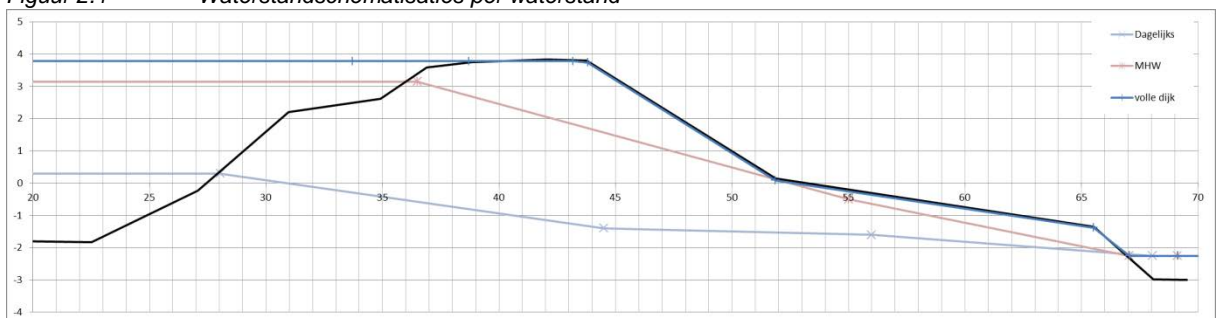
Tabel 2.5 Terugkeertijd en waterstand voor doorsnede infiltratieproef II

terugkeertijd	Waterstand 2075 inc. Onzekerheid
10	2.62
30	2.71
100	2.81
300	2.89
1000	2.99
3000	3.08
10000	3.16
30000	3.27
100000	3.40

Tabel 2.6 Gehanteerde waterstanden voor toets fragility curve

Situatie	Waterstand [m tov NAP]
Dagelijks	0.30
MHW	3.15
Volle dijk	3.77

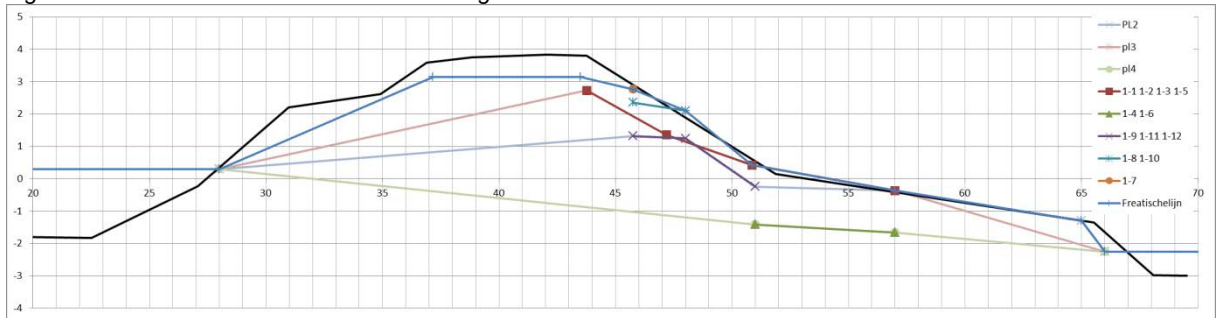
Figuur 2.1 Waterstandschematisaties per waterstand



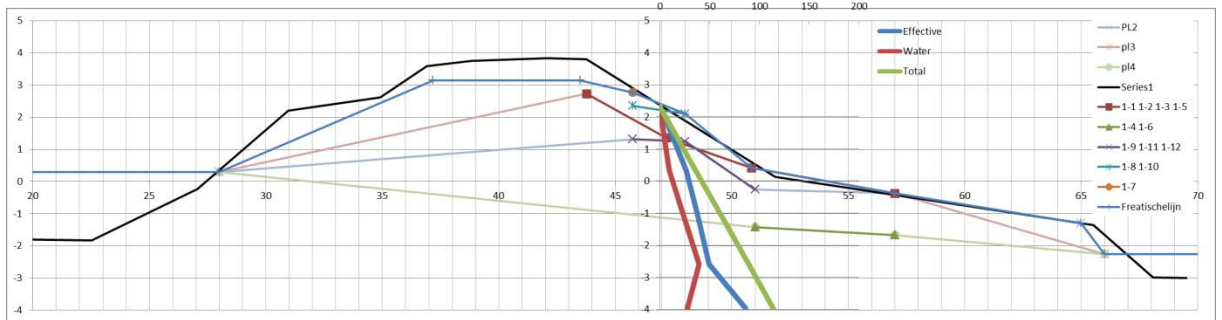
## 2.4 Geobserveerde condities (observatie)

Tijdens de proef zijn op verschillende locaties in het dwarsprofiel en op verschillende dieptes waterspanningen/stijghoogtes gemeten. Onderstaand figuur geeft de maximaal gemeten stijghoogtes weer en de geschematiseerde waterstandslijnen. Uit de observatie (raai 1) volgt dat er geen volledige hydrostatische waterspanningsverloop is, maar dat de dijk in de bovenste lagen nagenoeg verzadigd is en dat de verzadiging in diepere lagen afneemt. Deze zijn terug te vinden in rapport [11200643-002-GEO-0002].

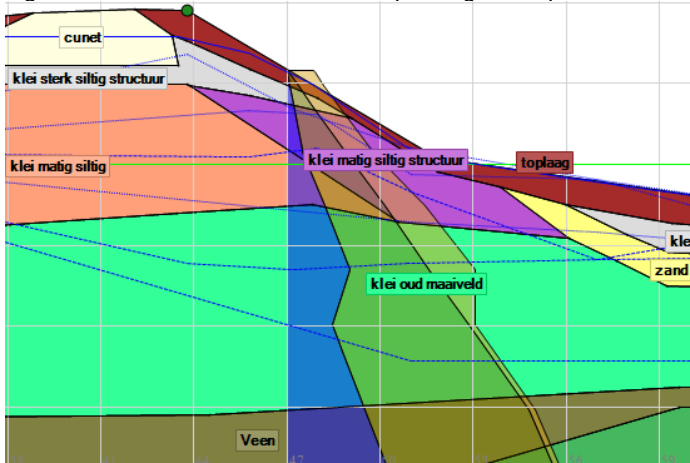
Figuur 2.2 Waterstand-schematisaties geobserveerde situatie



Figuur 2.3 Waterstand-schematisaties geobserveerde situatie, met verticaal spanningsverloop



Figuur 2.4 Software verticaal spanningsverloop



Bij raai 2 zijn de gemeten waterspanningen hoger dan in raai 1, en dus bij een faalkans update is raai 2 een ongunstiger aanname. Het onderbouwen van de representativiteit in een faalkans updating/“bewezen sterkte” analyse is tweeledig (zie Teixeira & Rosenbrand, 2017) :

- De representativiteit van de gekozen doorsnede voor een “bewezen sterkte” vak (in dit geval voor de 30 meters van de infiltratie proef)
- En de representativiteit van de “bewezen sterkte” vak de update voor het hele dijkvak en voor het voldoen aan de bovengenoemde voorwaarden.

Uit Teixeira & Rosenbrand (2017) blijkt dat de behaalde betrouwbaarheidsindex na een update van de maatgevende dwarsdoorsnede ook de minimale betrouwbaarheidsindex is voor het



**Datum**  
31 oktober 2018

**Pagina**  
6/14

dijkvak. De scope van Teixeira & Rosenbrand (2017) beperkt zich tot een “bewezen sterkte” van een observatie die in het gehele dijkvak is waargenomen. Aanbevolen werd om nader te onderzoeken welke aanvullende aandachtspunten een rol spelen bij de doorvertaling van een observatie waar dit niet het geval is, zoals een proefbelasting.

Voor de analyse hier gedaan is aangenomen dat de bereikt betrouwbaarheidsindex (na update) voor raai 1 ook de minimale betrouwbaarheidsindex is voor raai 2 (waar extremer waterspanningen zijn gemeten).

## 3 Modellingering toetsituatie

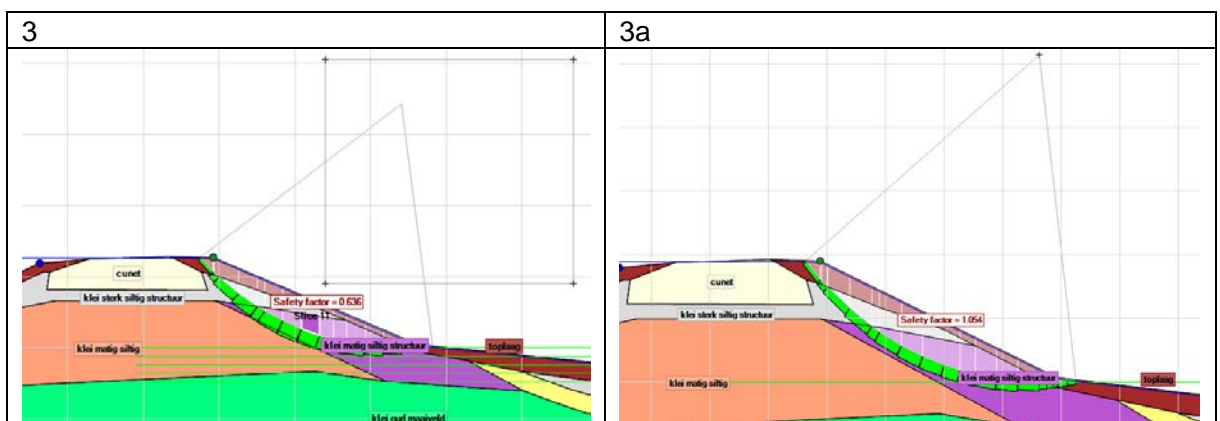
### 3.1 Semi-probabilistische stabiliteitsanalyses

Er zijn verschillende scenario's doorgerekend waar bij de waterstand en grondeigenschappen gevarieerd en waarbij zowel diepe als ondiepe glijvlakken zijn beschouwd. In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven. In de daaropvolgende figuur is de maatgevende glijcirkel voor scenario 3 weergegeven, de overige figuren van glijcirkels zijn in de bijlage weergegeven.

Tabel 3.1 Resultaten semi-probabilistische analyse per scenario/variant

Nr	Naam	Buiten waterstand m NAP	Gem/ Kar	veiligheidsfactor	Coördinaten glijcirkel Actief x, z, z-tangent	Coördinaten Passief
1	Dagelijks Diep	0.3	gem	1.684	56.191, 14.482, -4.998	66.018, -0.75
1a	Dagelijks ondiep	0.3	gem	2.02	51.5, 12.41, 0.091	-
2	Dagelijks diep	0.3	kar	1.51	55.664, 14.155, -4.955	66.243, -1.087
2a	Dagelijks ondiep	0.3	kar	1.425	53.006, 14.374, 0.095	-
3	Volle dijk	3.77	Kar	0.636	51.25, 10.27, 0	-
3a	Volle dijk	3.77	Gem	1.054	51.25, 10.27, 0	-
4	MHW, diep	3.15	Gem	1.385	54.859, 14.454, -5.075	65.5, -2.499
4a	MHW, diep	3.15	Kar	1.684	55.117, 15.096, -5.198	67.306, -2.429
5	MHW, ondiep	3.15	Kar	1.403	49.637, 7.922, 0.283	-

Figuur 3.1 Berekende glijcirkels voor scenario 3 en 3a



### 3.2 Faalkansanalyse toets condities (a-priori)

Er is een faalkansanalyse uitgevoerd waarbij voor de drie verschillende waterstanden de betrouwbaarheidsindex, beta, is bepaald. De berekeningen zijn uitgevoerd met een vast gridpunt die is bepaald in de gevoeligheidsanalyse. De gekozen glijvlakken voor de faalkans analyse zijn in de onderstaande tabel aangetoond.

Tabel 3.2 Toegepast gridpunten voor faalkans analyse

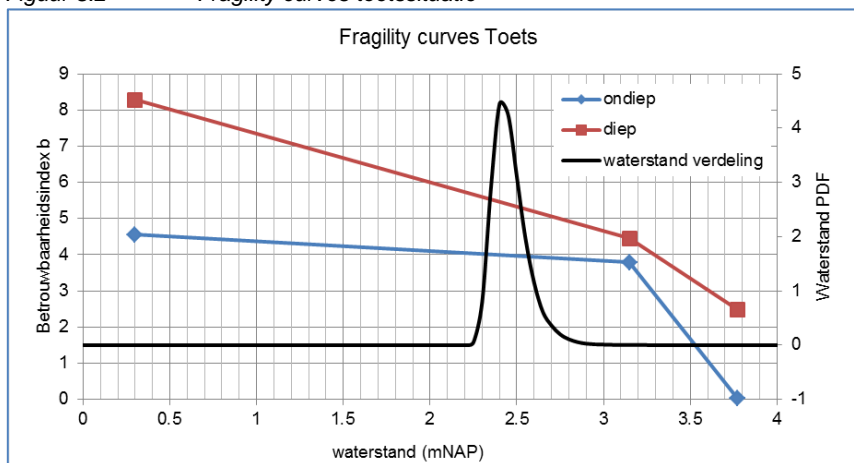
	Coördinaten glijcirkel Actief x, z, z-tangent	Coördinaten Passief
Ondiepe glijcirkel	51.25, 10.27, 0	-
Diepe glijcirkel	55.117, 15.096, -5.198	67.306, -2.429

De bepaalde waarde voor de betrouwbaarheidsindex zijn in onderstaande tabel weergegeven. In de daaropvolgende figuur is de fragility curve weergegeven waarbij de beta voor de verschillende waterstanden is geplot evenals de waterstand kansdichtheidsfunctie.

Tabel 3.3 Berekende betrouwbaarheidsindex zonder medenemen van de observatie (toets fragility curve)

Buitenwaterstand m NAP:	0.30	3.15	3.77
Toets, ondiep glijvlak	4.5	3.8	0.03
Toets, diep glijvlak	8.3	4.4	2.5

Figuur 3.2 Fragility curves toetssituatie



Opgemerkt wordt dat de betrouwbaarheidsindex bij volledig verzadigd rond 0 is, welke overeen komt met een faalkans van 50%.

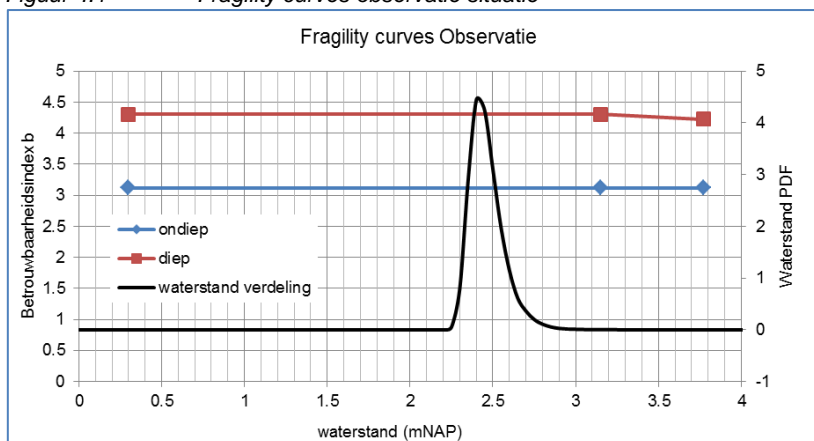
## 4 Modelling observatie

Ook voor de infiltratieproef condities (de observatie), is een faalkansanalyse uitgevoerd. De variatie is alleen in de buitenwaterstand doorgevoerd. De overige freatische en waterstandslijnen zijn gelijk gehouden aan de observatie. De resultaten van de analyse zijn onderstaand weergegeven. Opgemerkt wordt dat hetzelfde glijvlak (zoals voor de toets) zijn hiervoor meegenomen – zie Kanning & Schweckendiek (2017).

Tabel 4.1 Berekende betrouwbaarheidsindex voor de observatie (observatie fragility curve)

Buitenwaterstand m NAP:	0.30	3.15	3.77
observatie, ondiep glijvlak	3.1	3.1	3.1
observatie, diep glijvlak	4.3	4.3	4.2

Figuur 4.1 Fragility curves observatie situatie



## 5 Toepassing faalkans updating

Om een faalkans update uit te kunnen voeren moet er de correlatie worden bepaald tussen de toets situatie en de observatie situatie – zie Kanning & Schweckendiek (2017). Er is alleen een update van de faalkans uitgevoerd voor het (ongetwijfeld) maatgevende ondiepe glijvlak. Het diepe glijvlak is niet voor de faalkans en update analyse maatgevens t.o.v. het ondiepe glijvlak.

De correlatie is bepaald door de alfa waardes (een invloedsfactoren  $\alpha$  van de verschillende onzekerheden – bijproduct van FORM analyse) met elkaar te vermenigvuldigen en te sommeren. Hieruit volgt dat de correlatiefactor nagenoeg 1 is. De gebruikte waardes zijn in onderstaande tabel weergegeven.

Tabel 5.1 Correlatie tussen toets en observatie situatie

	Toets ondiep				Observatie ondiep		$\alpha^* \alpha^* \rho$	
	$\alpha$ Vol	$\alpha$ MHW	$\alpha$ dagelijks	$\alpha$ <b>Gemiddeld</b>	$\alpha$	$\rho$		
ModelUncertainty	-0.18408	-0.14243	-0.13939	-0.1553	-0.17333	1	0.02692	
toplaag.FrictionAngle	-0.00119	0.00078	0.001241	0.00028	0.000738	1	2.05E-07	
klei sterk siltig structuur.FrictionAngle	0.00184	0.00575	0.005985	0.00453	0.005704	1	2.58E-05	
klei matig siltig structuur.FrictionAngle	0.01586	0.04016	0.047108	0.03438	0.041719	1	0.00143	
klei sterk siltig structuur.Cohesion	0.22435	0.22961	0.22969	0.22788	0.22846	1	0.05206	
toplaag.Cohesion	0.32727	0.28737	0.28732	0.30065	0.28591	1	0.08596	
klei matig siltig structuur.Cohesion	0.89912	0.91802	0.91815	0.91176	0.91337	1	0.83278	
<b>Totaal correlatie:</b>								<b>0.99918</b>

De onderstaande tabel geeft de faalkans voor (toets) en na updating. Er is een update, voor dit dijk dwarsdoorsnede met de in raai 1 observeerde situatie, van ~1.0 in betrouwbaarheidsindex. In faalkans, gaan wij van 3.7E-05 naar 3.2E-07 kans per jaar.

Tabel 6.2 Resultaten

Situatie	Betrouwbaarheidsindex [-]
Toetssituatie ondiep glijvlak	3.96
Na update, ondiep glijvlak	4.98



## 6 Conclusies en observaties

De uitgevoerde infiltratieproef II heeft aangetoond dat het binnentalud van dijk een grote hoeveelheid water kan weerstaan zonder af te schuiven. De toetsing van een volledig verzadigde dijk gaf echter een onvoldoende stabiliteitsfactor aan met een ca. 50% kans op een afschuiving. Tijdens de proef zijn waterstanden in de dijk gemeten. Door het schematiseren van de dijk met deze gemeten waterstanden wordt een situatie gemodelleerd (observatie) waarvan bekend is dat de dijk deze belasting heeft overleefd. Een bewezen sterkte analyse is dus uitgevoerd.

Voor zowel de toets situatie als de geobserveerde situatie is een fragility curve uitgerekend. Door het combineren van deze en de waterstand verdeling is uiteindelijk een update van de betrouwbaarheidsindex bepaald voor de het meenemen van de buiten geobserveerde situatie. Deze update leidt tot een significante verhoging van de betrouwbaarheidsindex. Door de update stijgt deze betrouwbaarheid van 3.96 naar 4.98. In faalkans, van  $3.7E-05$  naar  $3.2E-07$  kans per jaar. Deze waarde is ongelukkig nog niet genoeg om de eis te voldoen (betrouwbaarheidseis van 5.21).

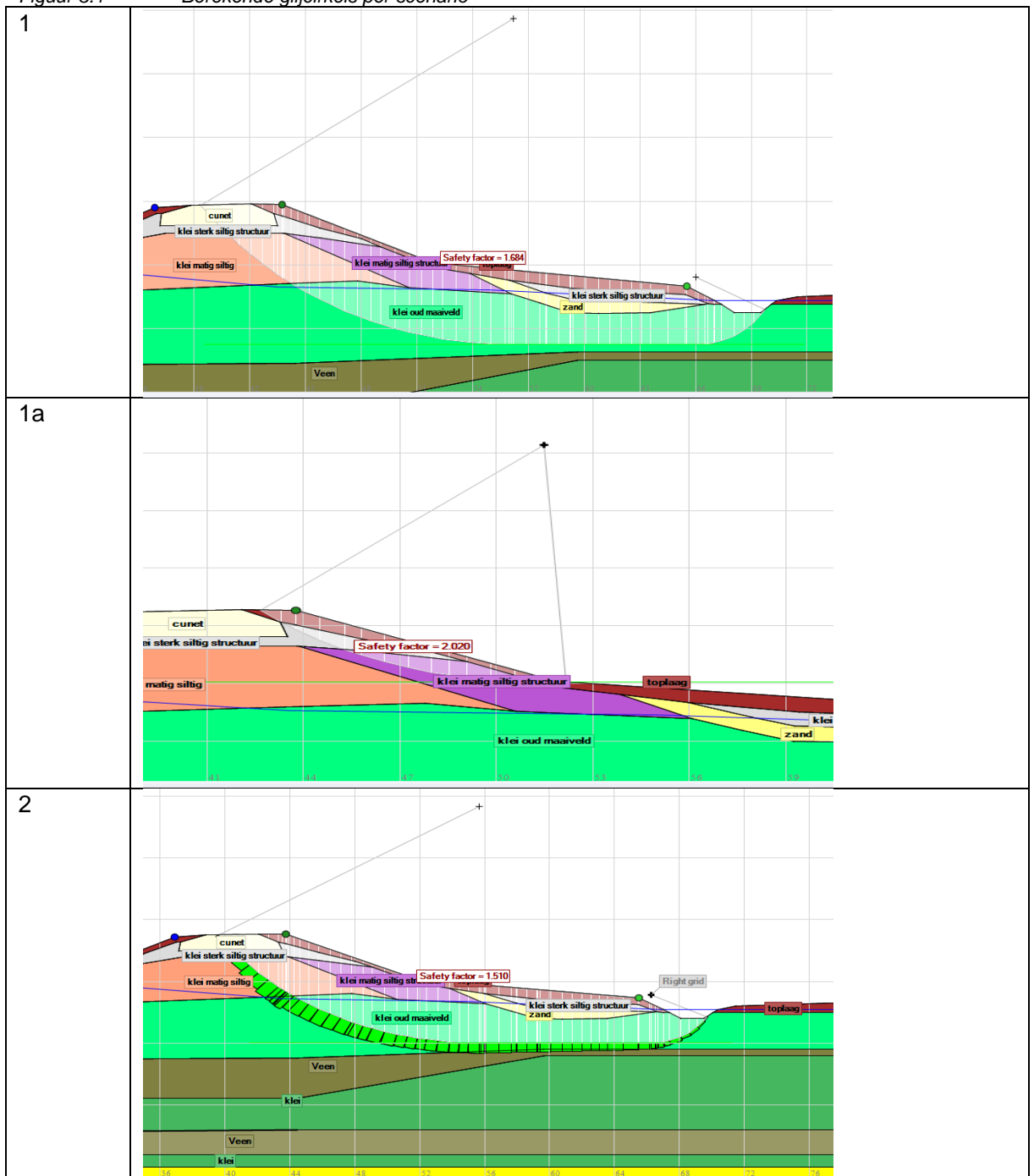
Echter de analyse toont aan dat het meenemen van een observatie als een infiltratieproef een sterk gunstige invloed heeft op de stabiliteitsanalyse van de betreffende dijksectie. Er is nog niet bekend welke aanvullende aandachtspunten (t.o.v. wat in Teixeira & Rosenbrand (2017) is gerapporteerd een rol spelen bij een zodanig proefbelasting en de doorvertaling van de doorsnede analyse naar een langere traject.

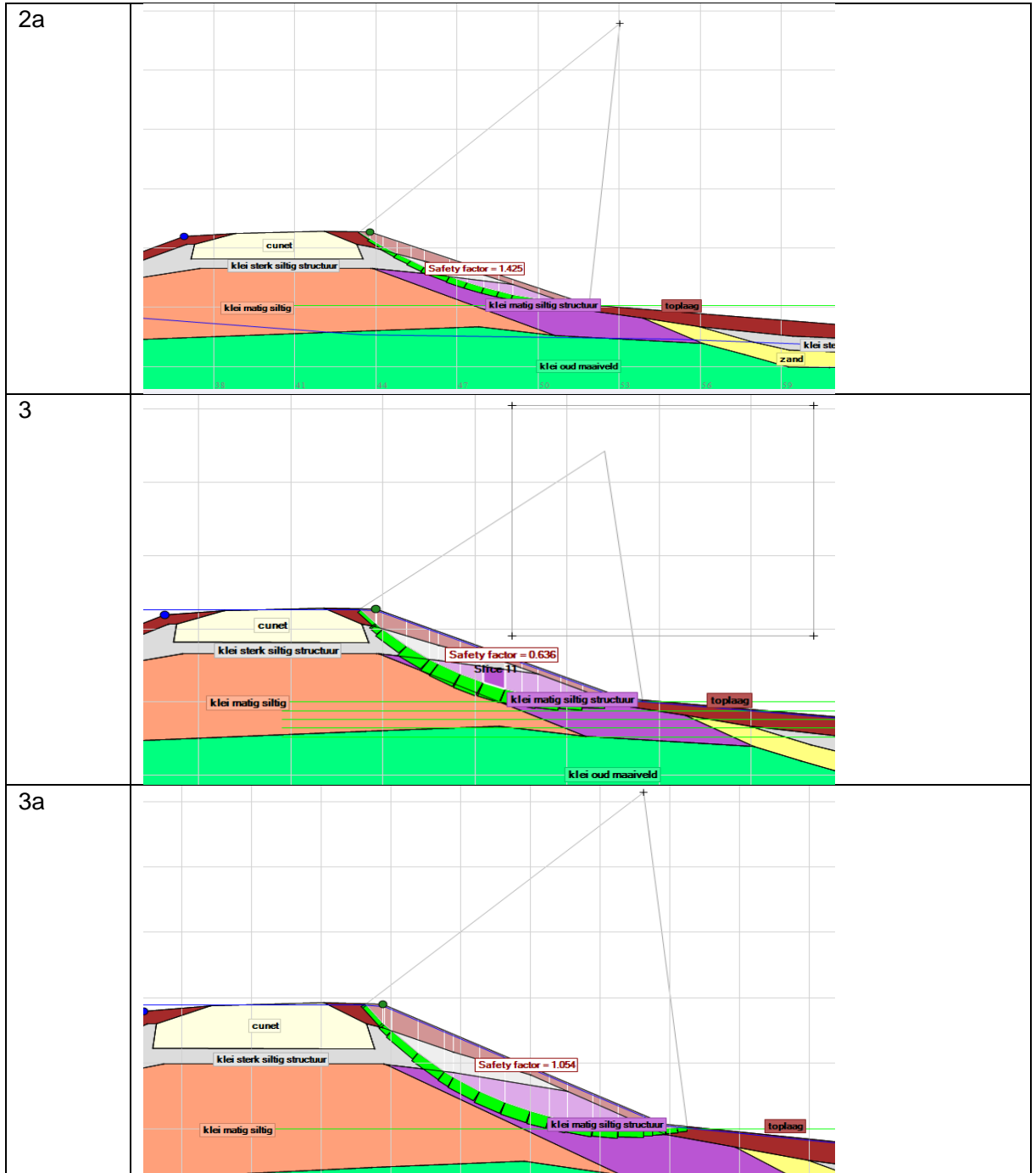
## REFERENCES

- Kanning, W. & Schweckendiek, T. (2017).** Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating – Groene Versie – Macrostabieliteit Binnenwaarts. Deltares rapport 11200575-014-GEO-0001, Versie 3, 22 september 2017, definitief.
- Schweckendiek, T., van der Krogt, M., Rijneveld & Teixeira, A. (2017).** Handreiking Faalkansanalyse Macrostabieliteit – Groene versie. Deltares rapport 11200575-016-GEO-0005, Versie 03, 3 oktober 2017, definitief
- Teixeira, A. & Rosenbrand, E. (2017).** Doorvertaling van bewezen sterkte resultaten naar een dijkvak – weikwijze en voorbeeld case. Deltares rapport 11200575-017, versie 03, sep. 2017, definitief.

## Bijlage – maatgevende glijcirkel per scenario

Figuur 3.1 Berekende glijcirkels per scenario





Datum  
31 oktober 2018

Pagina  
14/14

