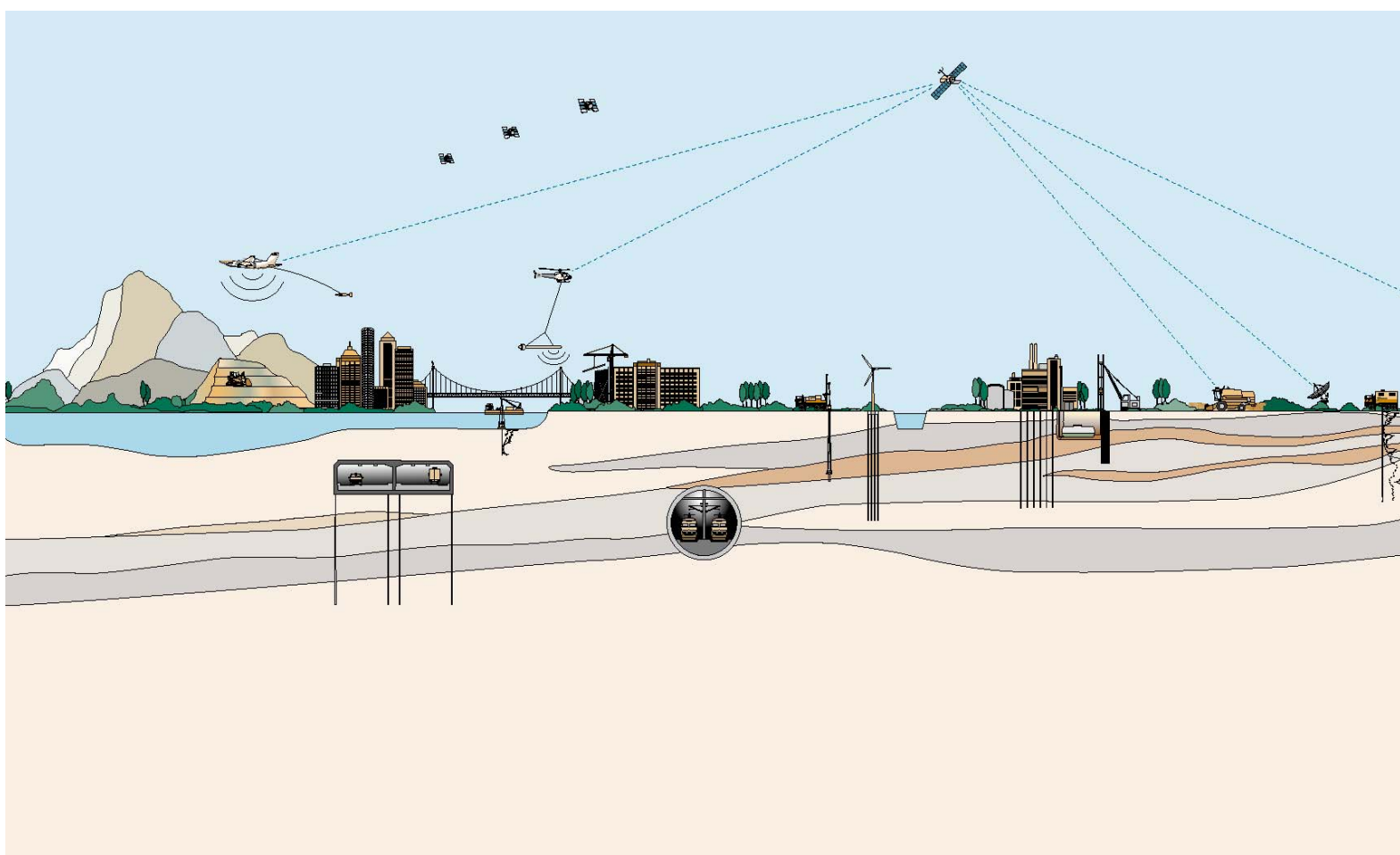


RAPPORT
betreffende

**AANLEG FIETSPAD OOST-KINDERDIJK
48-66 TE ALBLASSERDAM**

Opdrachtnummer: 9015-0290-002



RAPPORT
betreffende

**AANLEG FIETSPAD OOST-KINDERDIJK
48-66 TE ALBLASSERDAM**

Opdrachtnummer: 9015-0290-002

Opdrachtgever : Gemeente Alblasserdam
Afdeling Civiel & Bouw
Postbus 2
2950 AA ALBLASSERDAM

Projectleider : ir. L.W.A. Zwang
Clustermanager Waterbouw en Hydrologie

Opgesteld door : ing. J.M. Barker
Senior Adviseur Waterbouw

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	11 maart 2016	concept	
2	13 april 2016	Toevoeging onverankerde stabiliteitsscherm en steenbestorting. Definitief	

FILE: 9015-0290-001_34.R02v2

<u>INHOUDSOPGAVE</u>	<u>Blz.</u>
1. INLEIDING	1
1.1. Projectbeschrijving	1
1.2. Documenten	3
1.3. Leeswijzer	4
2. GEOTECHNISCH UITGANGSPUNTEN	5
2.1. Grondonderzoek	5
2.2. Bodemopbouw	5
2.3. Grondparameters	6
2.4. Hydraulische randvoorwaarden	7
2.5. (Grond)waterstanden en stijghoogtes	8
2.6. Bovenbelasting	9
2.7. Geometrie	9
3. UITGANGSPUNTEN CONSTRUCTIEF STABILITEITSSCHERM	10
4. VEILIGHEIDSFILOSOFIE EN BEREKENINGSMETHODE	11
4.1. Sterkte-eis 1 (geotechnisch bezwijken)	11
4.2. Sterkte-eis 2 (constructief bezwijken)	11
4.3. Vervormingseis	12
4.4. Verticaal evenwicht	12
4.5. Model en fasering	13
5. RESULTATEN (GROENE) DIJK	15
6. RESULTATEN (GROENE) DIJK MET OPHOGING	18
7. RESULTATEN CONSTRUCTIEF VERSTERKTE DIJK (MET ANKER)	20
8. TOETSING (ELEMENT MET ANKER)	23
8.1. Sterkte eis 1 (geotechnisch bezwijken)	23
8.2. Sterkte eis 2 (constructief bezwijken)	23
8.3. Vervormingseis	25
8.4. Verticaal evenwicht	25
9. UITVOERINGSASPECTEN (ELEMENT MET ANKER)	27
9.1. Invloed omgeving (SBR A) beoordelen op schade	27
9.2. Invloed trilling op stabiliteit	31
10. RESULTATEN CONSTRUCTIEF VERSTERKTE DIJK (ZONDER ANKER)	35
10.1. Oplossingsrichting element zonder anker	39
11. TOETSING (ELEMENT ZONDER ANKER)	43
11.1. Sterkte eis 1 (geotechnisch bezwijken)	43
11.2. Sterkte eis 2 (constructief bezwijken)	43
11.3. Vervormingseis	43
11.4. Verticaal evenwicht	44
12. UITVOERINGSASPECTEN (ELEMENT ZONDER ANKER)	45
12.1. Invloed omgeving (SBR A) beoordelen op schade	45
12.2. Invloed trilling op stabiliteit	46
13. STORTSTEEN	49
13.1. Inleiding	49

13.2.	Geotechnische uitgangspunten	49
13.3.	Stabiliteit	49
13.4.	Zetting	50
14.	OVERIGE OPMERKINGEN/AANDACHTSPUNTEN	53
15.	CONCLUSIE	55

Bijlage 1

Grondonderzoek

1. INLEIDING

Op 18 januari 2016 ontving Fugro GeoServices B.V. te Nieuwegein van Gemeente Alblasserdam te Alblasserdam de opdracht voor het opstellen van een ontwerp van een stabiliteitsschermb (damwand) ten behoeve van de aanleg fietspad Oost-Kinderdijk 48-66 te Alblasserdam.

Op 17 maart 2016 is een aanvullende opdracht ontvangen voor twee aanvullende varianten:

- Een stabiliteitsschermb waarbij geen verankering is toegepast. Dit betreft een zogenaamde combiwand. Daarbij wordt tevens de haalbaarheid van installeren onderzocht.
- Een variant waarbij stortsteen wordt aangebracht op het onderwatertalud ter compensatie van de kruinverhoging en aanleg fietspad ten einde de stabiliteit van de waterkering te waarborgen.

Deze twee aanvullende varianten zijn toegevoegd in versie 2 van deze rapportage.

1.1. Projectbeschrijving

De gemeente Alblasserdam heeft het voornemen een fietspad achter de woningen, op de waterkering ter hoogte van Oost Kinderdijk 48 t/m 66, aan te leggen. Het bestaande fietspad wordt circa 200 m doorgetrokken in verband met de verkeersveiligheid. Op de kruin van de huidige dijk zal een verhoging worden gerealiseerd tussen het aan te leggen fietspad en de woningen zodat bewoners uit het zicht komen te zitten. Voor de praktische aanleg van het fietspad is ook een kleine verbreding gepland.

De dijk waarop het fietspad gepland is, is een primaire waterkering langs de Noord, waarop de Beleidsregels Grote Rivieren van toepassing zijn. De dijk zelf is eigendom van het Waterschap Rivierenland waarop de Keur, Beleidsregels en Algemene regels van het Waterschap van toepassing zijn.

In 2015 hebben Anteagroup [1] en Fugro [3] adviezen uitgebracht waarbij de veiligheid van de waterkering in de bestaande situatie en een aantal varianten t.a.v. de aanleg van een fietspad zijn beoordeeld. Door een ophoging of andere aanpassingen aan de kering aan te brengen neemt de buitenwaartse stabiliteit af. Derhalve is door de gemeente Alblasserdam gekozen om het ontwerp van een stabiliteitsschermb (damwand met en zonder verankering) nader uit te werken. Echter het installeren van een damwand kan een grote impact op de buitenwaartse stabiliteit van een waterkering veroorzaken. Het stabiliteitsschermb is hierdoor dimensioneert met behulp van het EEM (Eindige Elementen Methode) berekeningsprogramma PLAXIS. Doel van dit rapport is de haalbaarheid, dimensionering, duurzaamheid (hiermee wordt bedoeld afroesting in relatie tot levensduur) van het stabiliteitsschermb te onderzoeken. Tevens wordt de overall-stabiliteit van het buitenbeloop beschouwd. Daarbij zal ook de invloed van de installatiewerkzaamheden worden onderzocht uitgaande van hoogfrequent trillen. Op basis hiervan kan worden bepaald of een duurdere (bv. drukken) installatietechniek noodzakelijk is i.v.m. uitvoeringsstabiliteit. Het uitwerkingsniveau betreft een voorlopig ontwerp.

Een overzichtstekening van het projectgebied is weergegeven in figuur 1-1.



Figuur 1-1: Locatieoverzicht geplande fietspad 48 t/m 66 (Google Earth)

Foto's van de aansluiting west en oost zijn weergegeven in figuur 1-2 respectievelijk figuur 1-3.



Figuur 1-2. Aansluiting fietspad west



Figuur 1-3. Aansluiting fietspad oost

1.2. Documenten

Aangeleverd gegevens

Door de opdrachtgever is de volgende informatie beschikbaar gesteld:

- [1] Anteagroup rapport. Geotechnisch onderzoek haalbaarheid variant 1 fietspad Oost en West Kinderdijk. Projectnummer 263913, revisie 00. Concept versie van 10 januari 2014.
- [2] Fugro. Geotechnisch rapport betreffende aanleg fietspad Oost-Kinderdijk 48-66 te Alblasserdam van 5 augustus 2015. Opdrachtnummer 9015-0290-000.
- [3] Fugro. Rapport (advies) betreffende aanleg fietspad Oost-Kinderdijk 48-66 te Alblasserdam van 30 november 2015. Opdrachtnummer 9015-0290-001
- [4] Lodingdata NOORD. Vaarweg km 976.000 t/m 985.000. Opname datum 20 t/m 26 november 2014. Tekeningnummer nor1411ml1001_00.
- [5] Geotechnisch profiel A-B. Laboratorium voor grondmechanica Delft. Dijkverbetering Alblasserwaard Gedeelte Alblasserdam Noord II. CO-254610_bijlage 18 van 29 september 1986.
- [6] Geotechnisch profiel A-A. DP 144+070. Laboratorium voor Grondmechanica Delft. Dijkverbetering Alblasserwaard Gedeelte Alblasserdam Noord II. CO-254610_bijlage 18A van 23 mei 1986.
- [7] Deltares. Toetsing op Veiligheid 2010 primaire waterkeringen dijkkring 16. Projectnummer 1001329-005. Kenmerk 1001329-005-GEO-0002 van 13 maart 2009.
- [8] Waterschap Rivierenland. Veiligheidstoetsing dijkkringgebied 16. Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden van september 2010.
- [9] Tekening verstrekt door gemeente Alblasserdam. Fietspad Oost-Kinderdijk 48-66 Ruimtebeslag fietspad; variant 1-2-3-4 van 23 mei 2013.
- [10] E-mail van J. van der Meulen Waterschap Rivierenland d.d. 19 februari 2016 met betrekking tot uitgangspunten verankerde damwand in buitenteen.

Normen, technisch rapporten en leidraden

De volgende technisch rapporten en leidraden zijn van toepassing:

- [11] Advies hanteren nieuwe waarden corrosietoetsing. ENW Expertisenetwerk. Kenmerk RWS-2014/17728 van 26 mei 2015.

[WSRL 2013]	Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie). Kenmerk 1205887-000 van 2013.
[WSRL add 2015]	Addendum Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen. Kenmerk 1203849-080-GEO-0008 van 3 maart 2015.
[TRWG-ad 2007]	Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), 2007.
[CUR 166, 2012]	CUR-publicatie 166 (6 ^e druk), Damwandconstructies, stichting CURNET, Gouda, november 2012.
[HR 2006]	Hydraulische Randvoorwaarden 2006 voor het toetsen van primaire waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007.
[TRWG, 2001]	Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), juni 2001.
[NEN 9997-1, 2012]	Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1, algemene regels, december 2012.
[LOR2]	Leidraad Ontwerpen van Rivierendijken deel 2, Benedenrivierengebied, 1989

Gebruikte rekenprogramma's

De volgende programma's zijn toegepast:

[PLAXIS]	PLAXIS 2D, versie 2015.02
[D-Geo Stability]	D-Geo Stability versie 15.1

1.3. Leeswijzer

In hoofdstuk 2 zijn de geotechnische aspecten geïnventariseerd en uitgangspunten voor de berekening vastgelegd. Als uitgangspunt wordt voor het stabiliteitsscherm een kerende constructie met verankering en een kerende constructie zonder verankering toegepast. De eigenschappen van de twee constructies zijn vastgelegd in hoofdstuk 3. In hoofdstuk 4 wordt de veiligheidsfilosofie en berekeningsmethode bij toepassingen van constructieve elementen in waterkeringen kort toegelicht. In hoofdstuk 5, 6 en 7 zijn de resultaten van de verankerde constructie gepresenteerd en vervolgens worden de constructieve elementen getoetst in hoofdstuk 8. In hoofdstuk 9 komen trillingsaspecten als gevolg van het aanbrengen van de damwandplanken aan de orde. In dit hoofdstuk wordt een trillingsprognose uitgevoerd waarbij risico van schade op woningen wordt onderzocht en ook de trillingsinvloed op de stabiliteit van de waterkering. In hoofdstuk 10, 11 en 12 zijn de resultaten, toetsing en trillingsaspecten van de onverankerde constructie bepaald. In hoofdstuk 13 is de laatste variant, toepassing van stortsteen beschouwd. Zoals bij de constructieve variant wordt deze variant ook uitgewerkt tot voorontwerpniveau.

In hoofdstuk 14 zijn de risico's en aandachtspunten toegelicht. Ten slotte is in hoofdstuk 15 een samenvatting opgenomen van de uitgevoerde berekeningen.

2. GEOTECHNISCH UITGANGSPUNTEN

2.1. Grondonderzoek

In augustus 2015 heeft Fugro een 5-tal sonderingen uitgevoerd [2]. Doel van dit onderzoek was de aanwezigheid van mijnsteen te bevestigen. Tijdens de aanleg van de waterkering (circa 1985) is er vermoedelijk mijnsteen toegepast als aanvulmateriaal op een aantal meters onder bestaand maaiveld. Onduidelijk is in hoeverre deze laag daadwerkelijk is toegepast. Een dergelijk materiaal zal consequenties kunnen hebben voor de installatie van een damwand. Ook kan dit laag effect hebben op de stabiliteit van het dijklichaam.

Conclusie

In alle sonderingen, circa 2-3 m beneden maaiveld, is een grondlaag met variërende dikte (tussen enkel decimeters tot 2 meters) met pieken van de conusweerstand boven de 10 MPa aangetroffen. Dergelijke resultaten kunnen worden verklaard door de aanwezigheid van mijnsteen. Alleen het uitvoeren van boringen kan hier een definitief uitsluitel over geven. De rapportage geotechnisch veldwerk [2] is bijgevoegd als bijlage 1 van dit rapport.

2.2. Bodemopbouw

Er zijn diverse archiefdocumenten beschikbaar ten behoeve de bepaling van de bodemopbouw, namelijk de Anteagroup rapport [1]; de geotechnisch profielen van de Deltares archief [5], [6]; de toetsing op veiligheid van 2010 [7], [8] en de bovengenoemde sonderingen [2].

Volgens de geotechnische profielen van 1986 [5] en [6] bevinden zich hoofdzakelijk klei en veenlagen tot NAP -10 m á -15 m met plaatselijk zandlaagjes. Volgens sonderingen [2] is een mijnsteenlaag enkel meters beneden het maaiveld aangetroffen. De dikte van de laag varieert tussen enkele decimeters tot 2 meter. De sonderingen zijn in de kruin van de waterkering uitgevoerd waardoor geen uitspraak kan worden gedaan hoever de mijnsteen doorloopt onder de waterkering (binnen en buitentalud).

De globale bodemopbouw ter plaatse van de kruin is in onderstaande tabel weergegeven.

Diepte bovenkant laag [m NAP]			Bodembeschrijving
+4,6	à	+4,3	Maaiveld (kruin)
+4,6	à	+4,3	KLEI Dijksmateriaal
+1,2	à	+3	MIJNSTEEN
+0,5	à	+2,5	KLEI Dijksmateriaal
0	à	-4	KLEI Zwak siltig (Afzetting van Tiel)
-5,5	à	-6	VEEN Hollandveen
-8,0	à	-8,8	KLEI Zwak siltig (Afzetting van Gorkum)
-11,5	à	-15,5	ZAND Pleistoceen
-18	à	-20,5	Maximaal verkende diepte

Tabel 2-1. Globale bodemopbouw ter plaatse van de kruin

Toelichting mijnsteen (algemeen)

Mijnsteen is een algemene benaming voor steen dat vrijkomt bij de winning van o.a. steenkool. Fysisch komt de sterkte-eigenschappen overwegend overeen met grof zand. De eigenschappen van het materiaal zijn afhankelijk van de stortwijze. De dichtheid kan variëren tussen 17 kN/m^3 en 20 kN/m^3 en afhankelijk van de dichtheid is een hoek van inwendig wrijving tussen de 30 en 40 graden mogelijk. Op basis van archiefstudies kan de doorlatendheid tot 10-50 m per dag oplopen maar ook bij zeer goed verdicht en veelvuldig bereden mijnsteen, kan de doorlatendheid sterk afnemen, tot zelf 0,001 m/d. Het materiaal is gering samendrukbaar beschouwd waardoor het zettingsgedrag verwaarloosbaar klein kan worden geacht. Verzadigd mijnsteen is in slecht verdichte toestand dan ook gevoelig voor verweking.

2.3. Grondparameters

Bij het toetsen van de veiligheid van waterkeringen ligt de nadruk op de sterkte van de waterkering. Dat wil zeggen de cohesie en de hoek van inwendige wrijving zijn van belang ten behoeve van de macrostabiliteit. De stijfheden van grond (elasticiteitsmodulus, E) is bepalend met betrekking tot krachtsverdeling in de constructieve elementen waarop het stabiliteitsscherm wordt gedimensioneerd. Stijfheden van de grond moeten hierdoor nauwkeurig worden bepaald om de juiste belasting op de constructies te verkrijgen.

Voor het schematiseren van mijnsteen is onvoldoende informatie met betrekking tot de eigenschappen beschikbaar. Hierdoor wordt de mijnsteenlaag conservatief schematiseerd als dijksmateriaal. In een vervolg fase moet zowel de sterkte eigenschappen (stijfheid, cohesie en hoek van inwendige wrijving) alsmede de doorlatendheid van deze laag in beeld worden gebracht.

Voor deze omgeving is een proevenverzameling voor de dijkversterking Krimpenwaard-Alblasserdam van toepassing. Dit betreft een oude proevenverzameling, gebaseerd op celproeven. In de onderstaande tabel is de parameter set weergegeven [WSRL 2013].

Grondlaag	Soortelijk gewicht	Representatieve waarden		Stijfheid
		γ_d/γ_n [kN/m ³]	c' [kPa] ϕ' [°]	
Klei, dijksmateriaal	16,2/16,2	5,1	22,3	3.850
Klei van Tiel, naast de dijk	16/16	1,1	27,3	700
Klei van Tiel, onder de dijk	16/16	1,8	22,9	1.050
Hollandsveen naast de dijk	11/11	0	34,7	950
Hollandsveen onder de dijk	12/12	15,7	25,5	4.200
KLEI van Gorkum licht naast de dijk	13,5/13,5	1,7	26,7	2.150
KLEI van Gorkum licht onder de dijk	13,7/13,7	8,5	24,5	4.300
KLEI van Gorkum zwaar naast de dijk	15,8/15,8	1,7	23,3	4.700
KLEI van Gorkum zwaar onder de dijk	16/16	8,9	21,1	8.500
Zand, Pleistoceen	18/20	0	35	30.000

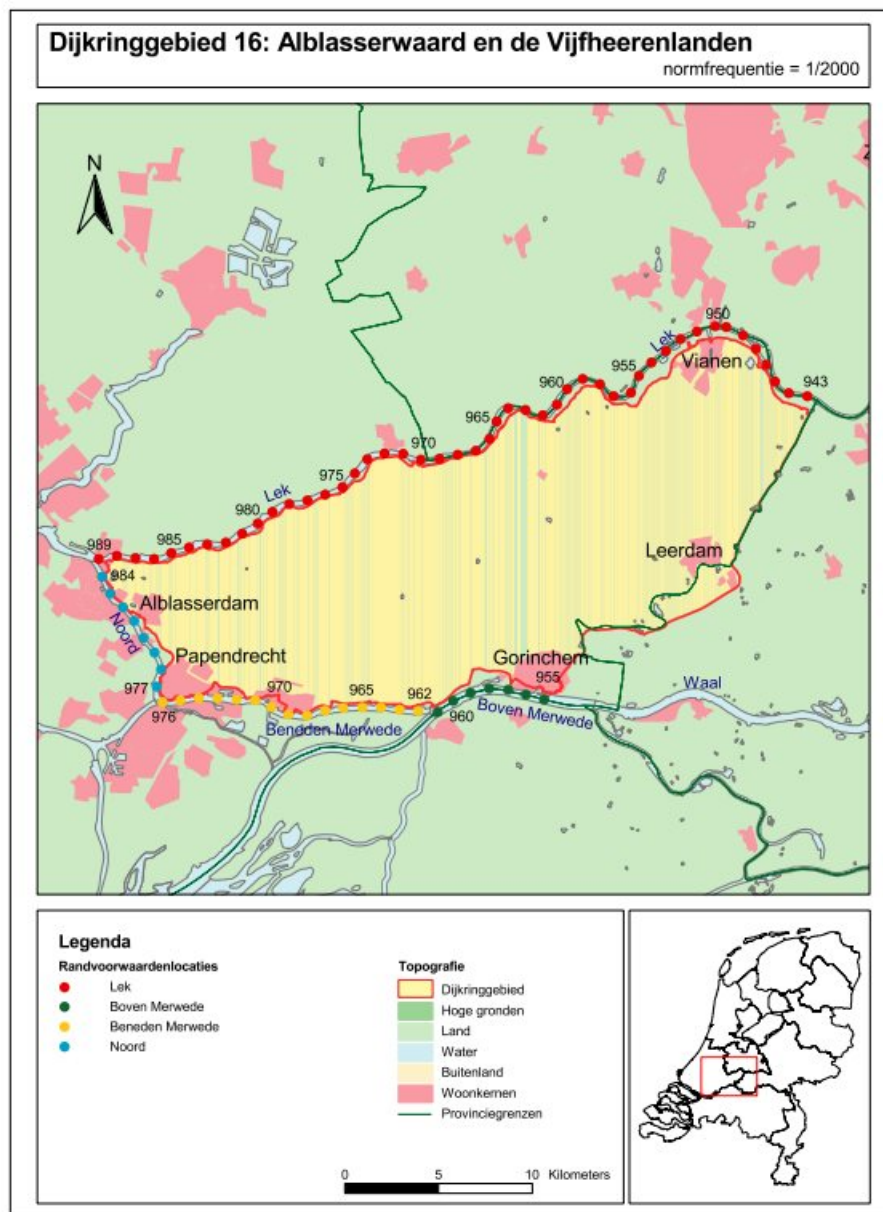
Tabel 2-2. Represntatieve waarden van de sterkte parmeters

Rekenwaarden worden bepaald met behulp van de onderstaande partiële factoren [LOR2]:

- $\gamma; c$ = 1,25
- $\gamma; \phi$ (veen) = 1,15
- $\gamma; \phi$ = 1,10

2.4. Hydraulische randvoorwaarden

De te beschouwen primaire waterkering betreft: Dijkkringgebied 16: Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden, kilometerraai 982 met normfrequentie 1/2000. Toetspeil voor de Noord bedraagt NAP +3,1 m [HR 2006]. Uitgangspunt is dat de damwand wordt ontworpen op basis van de huidige hydraulisch randvoorwaarden en niet voor een planperiode van 50 of 100 jaar. In een vervolg fase dient dit uitgangspunt nader vastgesteld te worden door Waterschap Rivierenland.



Figuur 2-1. Locatie dijkkring Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden [HR 2006]

2.5. (Grond)waterstanden en stijghoogtes

Er zijn geen peilbuis gegevens beschikbaar. De waterstanden conform AnteaGroup rapport [1] en [HR2006] zijn aangehouden.

Dijkvak	DTH	MHW	GHW	GLW	LLW	Polderpeil zomer/winter
[-]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]	[m NAP]
AW143+055	+4,0	+3,1	+1,0	+0	-0,85	-2,07/-2,17

Tabel 2-3 Hydraulisch randvoorwaarden

In de diepe zandlaag (aanwezig vanaf circa NAP -12 tot -15 m) is een stijghoogte van NAP -1,0 m aangehouden. Dit uitgangspunt hoort bij de situatie val na hoog water [1].

Schematisering van de freatische waterlijn in het dijklichaam

In de modellering zijn de volgende situaties beschouwd:

- Tijdens uitvoering is uitgegaan van een GLW die terugloopt tot het polderpeil in het achterland. *Opmerking: GLW betreft een maatgevende situatie in verband met de stabiliteit van de waterkering aan de buitenzijde.*
- Ten behoeve de maatgevende situatie is de situatie met een gemiddeld laagwater (GLW) op de rivier in combinatie met extreem neerslag (opbolling van circa 1 m achter het scherm), in die dijk die terugloopt tot het polderpeil in het achterland.

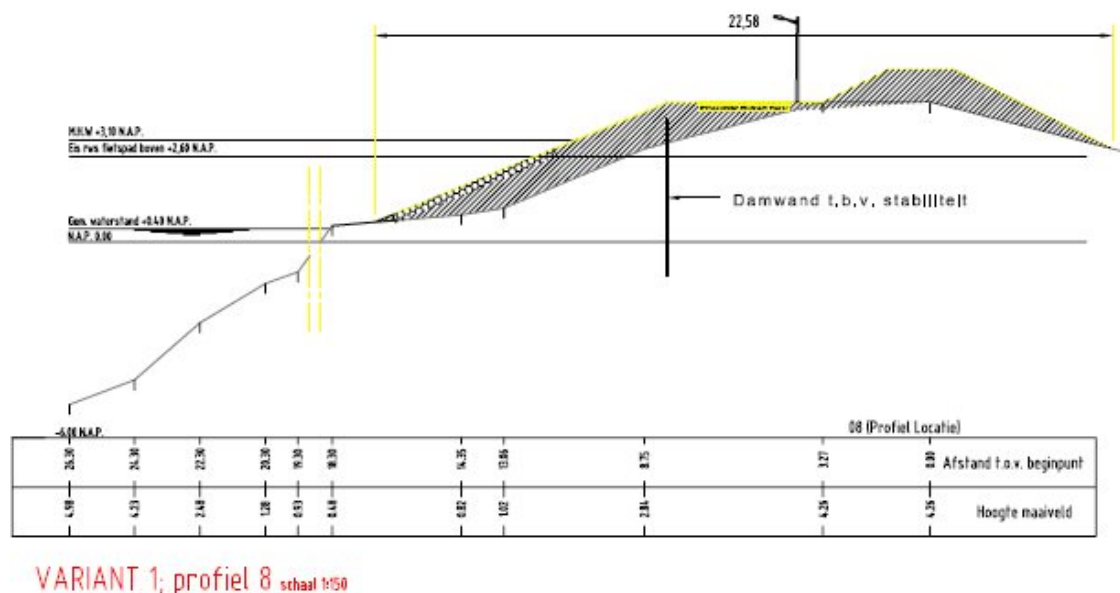
Er is geen analyse van het verloop van de grondwaterstand uitgevoerd. In een vervolg fase dient het verloop van de freatische grondwaterstand en waterspanningen nader onderzocht te worden. Extra aandacht is aanbevolen in verband met de aanwezigheid van mijnsteen.

2.6. Bovenbelasting

Een bovenbelasting van 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m is aangehouden.

2.7. Geometrie

In een eerder door Fugro uitgebracht rapport [3] zijn alle uitgangpunten, inclusief geometrie, afgeleid uit de analoge informatie gepresenteerd in het Anteagroup rapport [1] en ladingdata [4]. Voor de opstelling van dit advies is tekening [9] en een tweetal toetsingen [7] en [8] beschikbaar gesteld door het Waterschap Rivierenland. Het geschematiseerde profiel van de dijk is aangepast conform deze nieuwe informatie (zie figuur 2-2).



Figuur 2-2. Ontwerp dwarsprofiel 8 variant 1, overgenomen uit [9]

3. UITGANGSPUNTEN CONSTRUCTIEF STABILITEITSSCHERM

Er wordt uitgegaan van de volgende constructieve elementen:

Stabiliteitsscherm met anker

Stalen damwandplanken AZ26-700N met staalkwaliteit S320. Het niveau van de bovenkant damwand is gelijk met de bovenkant van het talud, NAP +4 m.

Staalkwaliteit	320	N/mm ²
Traagheidsmoment (I)	$5,98 \times 10^{-4}$	m ⁴ per m
Traagheidsmoment inclusief corrosie (I)	$4,99 \times 10^{-4}$	m ⁴ per m
Dwarsdoorsnede	$1,72 \times 10^{-2}$	m ²
Gewicht	1,38	kN/m/m
Elasticiteitsmodulus (E)	$2,1 \times 10^8$	kN/m ²

Tabel 3-1. Eigenschappen damwand AZ26-700N S320

Anker

Er wordt uitgegaan van in de grond gemaakt ankerelementen van staal en cementgrout, bijvoorbeeld GEWI-ankers. De houdkracht van de ankers wordt ontleend aan de schuifweerstand tussen het groutlichaam die onder hoge druk is gevormd en de omringende grond. Om de gewenste houdkracht te kunnen ontwikkelen moet het groutlichaam geheel door de zandlaag worden omsloten. Het groutlichaam dient zich te bevinden vanaf 1 meter onder de bovenkant van de diepe zandlaag tussen NAP -12 m en -15 m conform [CUR 166, 2012].

Stabiliteitsscherm zonder anker

In deze fase wordt iteratief een berekening uitgevoerd met een samengestelde stijfheid voor de combiwand totdat aan de vervormingseis wordt voldaan. Daarna wordt de dimensionering van de buis en damwandplank gekozen. Het niveau van de bovenkant damwand is gelijk met de bovenkant van het talud, NAP +4 m. Op basis van de resultaten worden later in de rapportage een aantal oplossingsrichtingen voorgesteld.

4. VEILIGHEIDSFILOSOFIE EN BEREKENINGSMETHODE

Naar aanleiding van een overleg (d.d. 12-02-2016) met het Waterschap Rivierenland [10] wordt de veiligheidsfilosofie conform [WSRL 2013] gehanteerd. In deze voorontwerp fase wordt echter voor een vereenvoudigde berekeningsmethode gekozen. Er is hoofdzakelijk uitgegaan van het berekeningsschema A, conform [CUR 166] waarbij rekening wordt gehouden met gemiddelde stijfheid parameters zoals vermeld in tabel 2-2.

In aanvulling op de CUR166 is er rekening gehouden met een aantal belangrijke aspecten conform [WSRL 2013]. Dit betreft met name de toetsing van een maatgevende situatie (het restprofiel) en de basis uitgangspunten betreffend doorgaande en constructieve bezwijken. Deze aspecten worden verderop in de rapportage toegelicht. Conform [10] is een ontwerplevensduur voor de constructieve elementen, van 100 jaar gehanteerd.

Er worden vier aspecten getoetst;

1. de veiligheid tegen geotechnisch bezwijken (macrostabiliteit of afschuiving diep glijvlak);
2. de veiligheid tegen constructief bezwijken (het beschouwen van het constructieve element);
3. de vervormingseis (kruinzakking en horizontale verplaatsing constructieve element);
4. verticale draagkracht.

4.1. Sterkte-eis 1 (geotechnisch bezwijken)

De maatgevende stabiliteitsfactor ($\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}}$) voor de waterkering in een gedraineerde stabiliteitsanalyse met EEM dient minimaal gelijk te zijn aan de waarde van de vereiste stabiliteitsnorm ($\gamma_{EEM;g}$):

$$\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}} \geq \gamma_{EEM;g} \text{ waarin } \gamma_{EEM;g} = \gamma_n \cdot \gamma_{b;g} \cdot \gamma_{d;g} \cdot \gamma_s$$

Waarin:

γ_n	De schade factor.
$\gamma_{b;g}$	De schematiseringfactor.
$\gamma_{d;g}$	De modelfactor
γ_s	De opschaalfactor

4.2. Sterkte-eis 2 (constructief bezwijken)

Tevens dient de veiligheid tegen constructief bezwijken ($\gamma_{EEM;c}$) op basis van de maatgevende snedekrachten ontleend aan dezelfde stabiliteitsanalyse met EEM te worden uitgevoerd voor de stabiliteitsfactor:

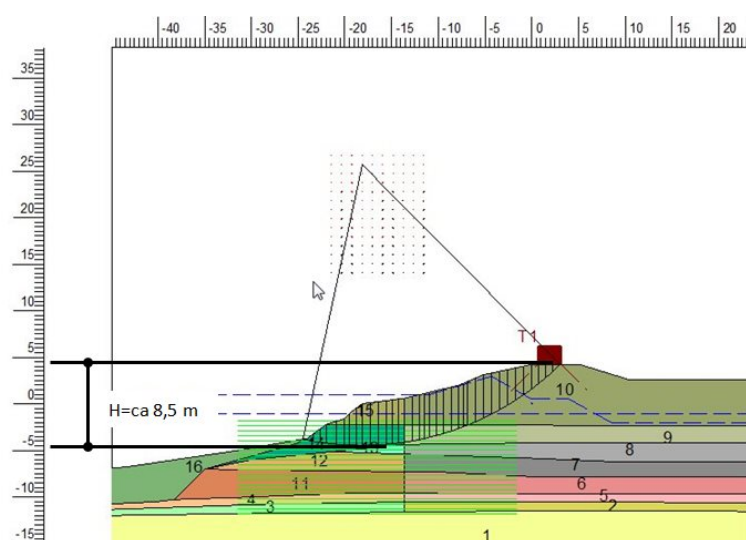
$$\Sigma Msf_{\text{constructie}} = \gamma_{EEM;c} \text{ waarin } \gamma_{EEM;c} = \gamma_n \cdot \gamma_{b;c} \cdot \gamma_{d;c} \cdot \gamma_s$$

Bovenop de snedekrachten dienen additionele veiligheidsfactoren toe te passen, dit betreft de volgende factoren [WSRL add 2015]:

- 1,15 bij het vaststellen van de rekenwaarde van het maximale (veld)moment
- 1,25 bij het vaststellen van de rekenwaarde van de ankerkracht, voor het dimensioneren van het anker (ankerlichaam, ankerstaaf, ankerbevestiging en gording)

Reststerkte

Bij het toepassen van een damwand/combiwand in het talud dient te worden gecontroleerd of de stabiliteit van het buitentalud verzekerd is. Veiligheidshalve dient conform [WSLR 2013] te worden uitgegaan van een afgeschoven talud dat een zakking over een hoogte van $\frac{2}{3} \cdot H$ heeft ondergaan. Waarbij H is gedefinieerd als de kerende hoogte tussen kruinhoogte en het binnendijkse maaiveld (bij een binnenwaartse afschuiving). Volgens lodingdata [4] van de rivier de Noord loopt het bodempeil geleidelijk af tot circa NAP -9,0 m in het diepste deel van de rivier. Het is echter niet realistisch om deze diepte te hanteren om de grondkerende hoogte te bepalen (dit betreft circa 13 m!). Derhalve wordt de kerende hoogte op een alternatieve wijze bepaald. In een eerder analyse [2] is de stabiliteit van de waterkering beoordeeld. De hoogte (H) wordt bepaald uitgaande van onderkant afschuifvlak en bovenkant talud (zie onderstaand figuur voor toelichting). De kerende hoogte (H) bedraagt in dit geval circa 8,5 m.



Figuur 4-1. Bepaling van restprofiel

4.3. Vervormingseis

De kruinzakking moet tot een maximum van 0,10 m worden beperkt, evenals de horizontale verplaatsing van de kerende constructie ($\leq 0,10$ m) in BGT en de horizontale vervorming van de constructie ($\leq 1/50 \cdot L$ in UGT) onder invloed van de ontwerpbelastingen.

4.4. Verticaal evenwicht

Wanneer een stabiliteitsscherm wordt ontworpen met een verankering (onder een hoek) dient er rekening te worden gehouden dat een verticale kracht wordt geïntroduceerd op het kerende element.

Toelichting veiligheidsfactoren

Schadefactor

Een partiële veiligheidsfactor die wordt afhankelijk gesteld van de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil voor de dijkkring.

- Voor het beschouwen van de buitenwaartse macro-instabiliteit van het versterkte dijklichaam geldt een schadefactor van 1,17 [WSRL add 2015] en [10];

- Conform [WSRL add 2015] geldt een schadefactor van 1,10 bij beschouwen van de constructieve sterkte van constructie [10].

Schematiseringsfactor

In het addendum bij het Technische rapport Waterkerende Grondconstructies [TRWG-ad 2007] is voorgesteld een schematiseringfactor van 1,30 aan te houden. Deze waarde mag gereduceerd worden op basis van gevoeligheidsanalyses met betrekking tot de ondergrondopbouw en waterspanningen. Deze optimalisatie stap is tot heden nog niet uitgevoerd. Er is immers nog onzekerheid in profiel en bodemopbouw (buitendijks) tevens onzekerheid in het freatisch grondwater verloop alsmede de waterspanningen. Derhalve is nog altijd een conservatieve schematiseringsfactor van 1,30 aangehouden.

Modelfactor

Er dient onderscheid te worden gemaakt tussen de modelfactor voor het beschouwen van geotechnisch bezwijken $\gamma_{d;g}$ en bezwijken constructieve elementen $\gamma_{d;c}$

Conform [WSRL 2013] is een factor $\gamma_d = 1,0$ voor beide situaties aangehouden.

Materiaalfactoren

De materiaalparameters conform [LOR2] zijn gehanteerd. Deze waarden zijn opgenomen in paragraaf 2.3.

Opschaalfactor

Door een opschaaftactor in een EEM berekening toe te passen, kan numeriek onbalans worden voorkomen. Vanwege de opschaling moet in de sterkte-reductie berekening het criterium voor de stabiliteitsfactor met eenzelfde waarde worden vergroot. Voor deze berekening wordt deze factor niet toegepast.

Samenvattend geldt dan voor de globale veiligheid (doorgaand bezwijken) respectievelijk constructieve elementen de volgende veiligheidsfactoren [WSLR add 2015]:

$$\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}} \geq \gamma_{EEM;g} \text{ waarin } \gamma_{EEM;g} = \gamma_n \cdot \gamma_{b;g} \cdot \gamma_{d;g} = (1,17) (1,3) (1,0) = 1,52$$

$$\Sigma Msf_{\text{constructie}} = \gamma_{EEM;c} \text{ waarin } \gamma_{EEM;c} = \gamma_n \cdot \gamma_{b;c} \cdot \gamma_{d;c} (1,10) (1,3) (1,0) = 1,43$$

4.5. Model en fasering

De toepassing van een stabiliteitsscherm in een waterkering veroorzaakt een complex samenspel van krachten, hetgeen niet in een verenmodel zoals D-Sheet Piling kan worden gemodelleerd. Hierdoor is een toetsing met behulp van een Eindige Element Methode (EEM, Plaxis) uitgevoerd.

Omdat de grondstijfheden en verloop van de grondwaterstand niet voorhanden zijn, wordt gekozen voor een EEM lineair elastisch perfect plastisch model (de Mohr-Coulomb model, PLAXIS). Dit betreft een relatief eenvoudig model om het gedrag van de ondergrond te beschrijven.

In het Plaxis model zijn 3 situaties schematiseerd en beoordeeld op veiligheid met behulp van een sterkte-reductie analyse.

Situatie 1

De Plaxis berekening is gevalideerd (geijkt) aan de hand van een D-Geo Stability berekening op basis van de huidige geometrie (fase 0 t/m fase 3).

- Fase 0 Groene dijk (in de huidige toestand) met grondwaterstand gelijk aan gemiddelde lage grondwaterstand de rivier de Noord en polderpeil achterland.
- Fase 1 Groene dijk met grondwaterstand gelijk aan maatgevend hoog waterstand in de rivier de Noord en polderpeil achterland.
- Fase 2 Groene dijk met grondwaterstand gelijk aan dalend maatgevend hoog waterstand in de rivier de Noord en polderpeil achterland.
- Fase 3 Sterkte reductie (gedraineerd).

Opmerking: voor het ijken van de groene dijk met een D-Geo Stability model worden rekenparameters gehanteerd. In de resterende stappen m.u.v. de sterkte toets constructieve elementen, worden de representatieve waarden (tabel 2-2) gehanteerd.

Situatie 2

De beoordeling van de groene dijk met de beoogde verbreding en ophoging. De stabiliteit (geotechnisch bezwijken) is beoordeeld (fase 0, fase 4 t/m fase 6).

- Fase 0 Groene dijk (in de huidige toestand) met grondwaterstand gelijk aan gemiddelde lage grondwaterstand de rivier de Noord en polderpeil achterland
- Fase 4 Aanbreng beoogde grondwerk. Aangepast profiel met grondwaterstand gelijk aan maatgevend hoog waterstand in de rivier de Noord en polderpeil achterland.
- Fase 5 Aangepaste profiel met grondwaterstand gelijk aan dalend maatgevend hoog waterstand in de rivier de Noord en polderpeil achterland.
- Fase 6 Sterkte reductie (gedraineerd).

Situatie 3

Aanbrengen constructieve elementen en beoogde verbreding en ophoging van de kruin. Beoordelen constructief bezwijken (fase 0, fase 5 t/m fase 10).

- Fase 0 Groene dijk (in de huidige toestand) met grondwaterstand gelijk aan gemiddelde lage grondwaterstand de rivier de Noord en polderpeil achterland.
- Fase 5 Aanbreng stabiliteitsscherm.
- Fase 6 Aanbreng ankers (met 150 kN voorspanning).
- Fase 7 Aanbreng grondwerk
- Fase 8 Restprofiel + maatgevend waterlijn (LLW in de rivier de Noord met i.c.m. extreme neerslag (opbolling NAP +1 m direct achter het stabiliteitsscherm tot polderpeil in het achterland)
- Fase 9 Sterkte reductie (met rekenwaardes en gedraineerd).
- Fase 10 Sterkte reductie tot target veiligheidsfactor (met rekenwaardes en gedraineerd)

Opmerking: In de variant betreffende de bepaling van het stabiliteitsscherm zonder verankering is fase 6, situatie 3 (aanbreng ankers), weggelaten.

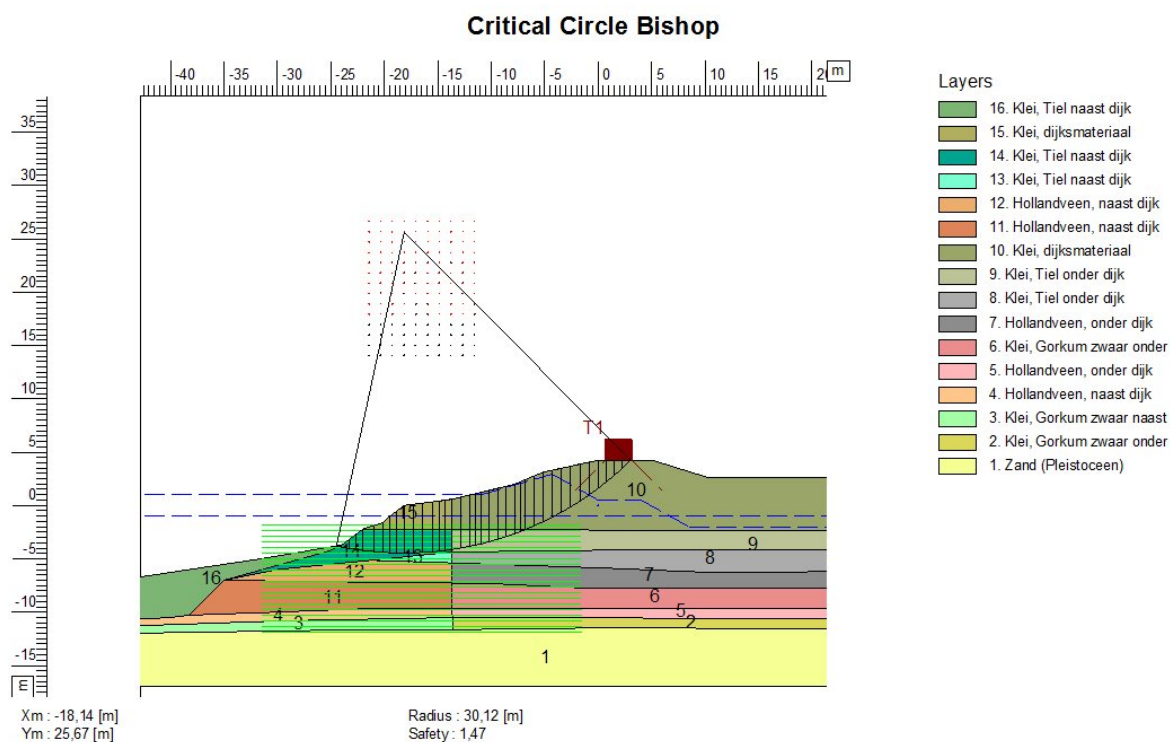
In de volgende hoofdstukken zijn de resultaten van de Plaxis berekening weergegeven.

5. RESULTATEN (GROENE) DIJK

De schematisering van de Plaxis berekening is ten eerste gevalideerd met behulp van een D-Geo-Stability berekening.

Resultaten D-Geo-Stability (groene dijk)

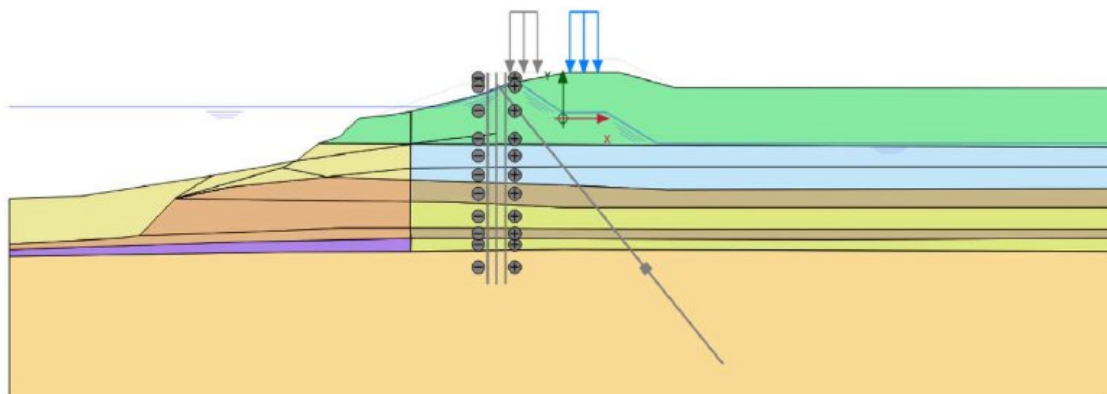
Een stabiliteitsfactor m.b.v. D-Geo-Stability van 1,47 is gevonden. In figuur 5-1 is het resultaat van de berekening weergegeven.



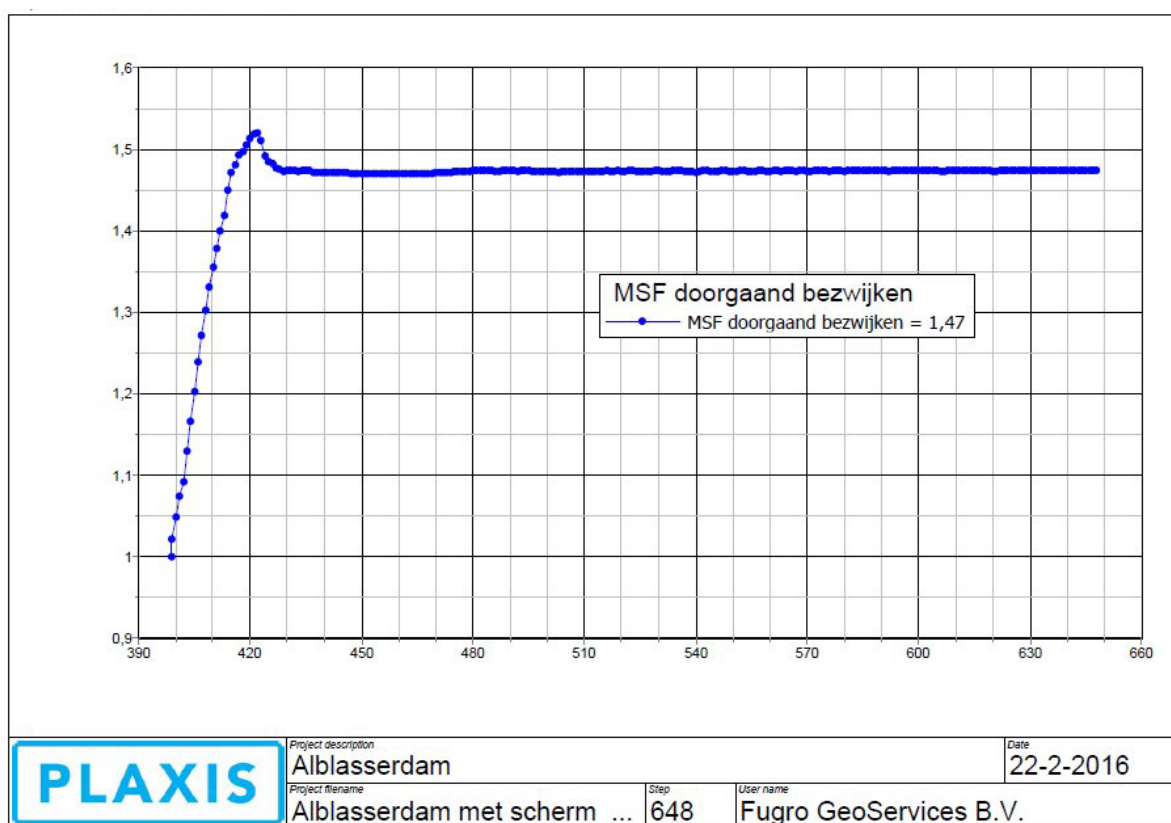
Figuur 5-1.

Resultaten PLAXIS (groene dijk)

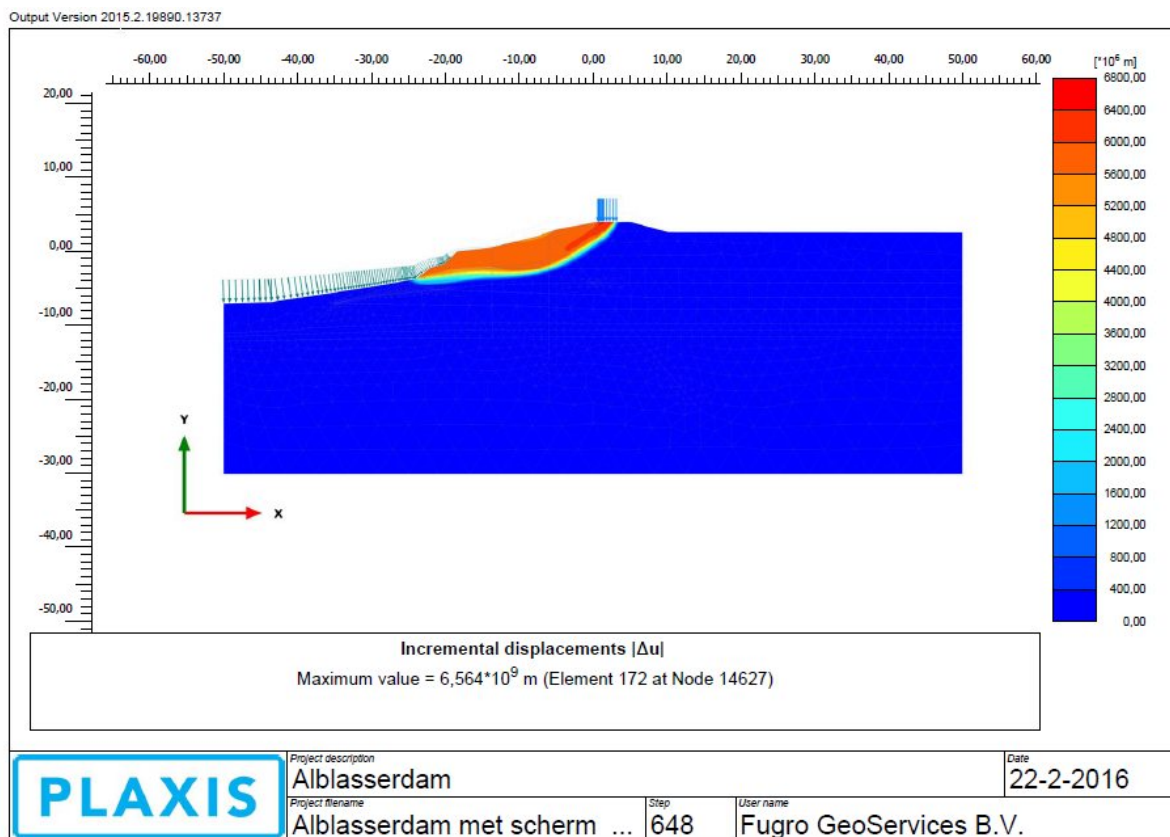
Een stabiliteitsfactor m.b.v. D-Geo-Stability van 1,47 is gevonden. In figuur 5-2, figuur 5-3 en figuur 5-4 zijn de resultaten van de PLAXIS berekening weergegeven.



Figuur 5-2. Huidige situatie PLAXIS model



Figuur 5-3. Resultaten sterkte reductie bij de groene dijk



Figuur 5-4. Totale verplaatsing sterkte reductie groene dijk

Conclusie

De schematisering in de Plaxis berekening is gevalideerd met behulp van een D-Geo Stability berekening. In de gevalideerde situatie is de maatgevende situatie beoordeeld met een verkeersbelasting en peilval na maatgevend hoogwater. Een stabiliteitsfactor van 1,47 in beide situaties is bepaald.

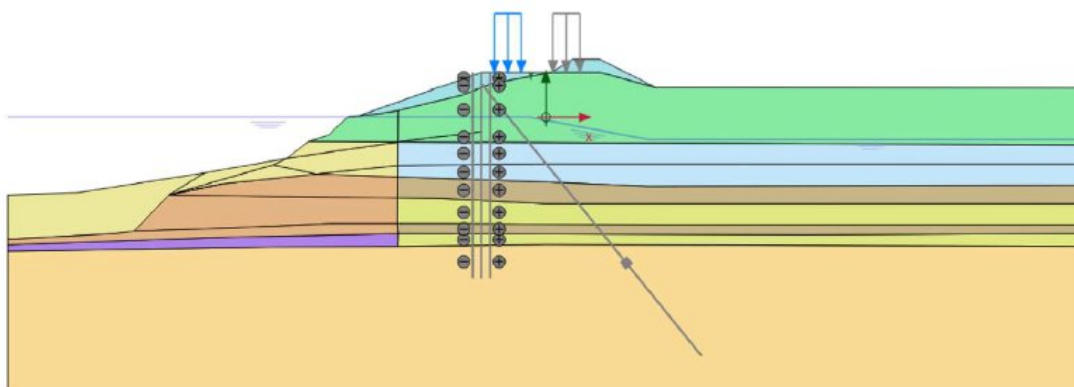
Opmerking: Bovengenoemde resultaten zijn bedoeld als uitgangspunten voor vervolg berekeningen en dienen niet te worden beschouwd als formele toetsingsresultaten.

Het verschil tussen de berekening tussen Plaxis en D-Geo Stability is aanvaardbaar omdat een afwijking kleiner dan 10% is gevonden. Dit ijkproces is conform de [WSRL 2013] richtlijn. De vorm en ligging van het afschuifvlak is nagenoeg hetzelfde. Hiermee wordt het model in PLAXIS als gevalideerd beschouwd.

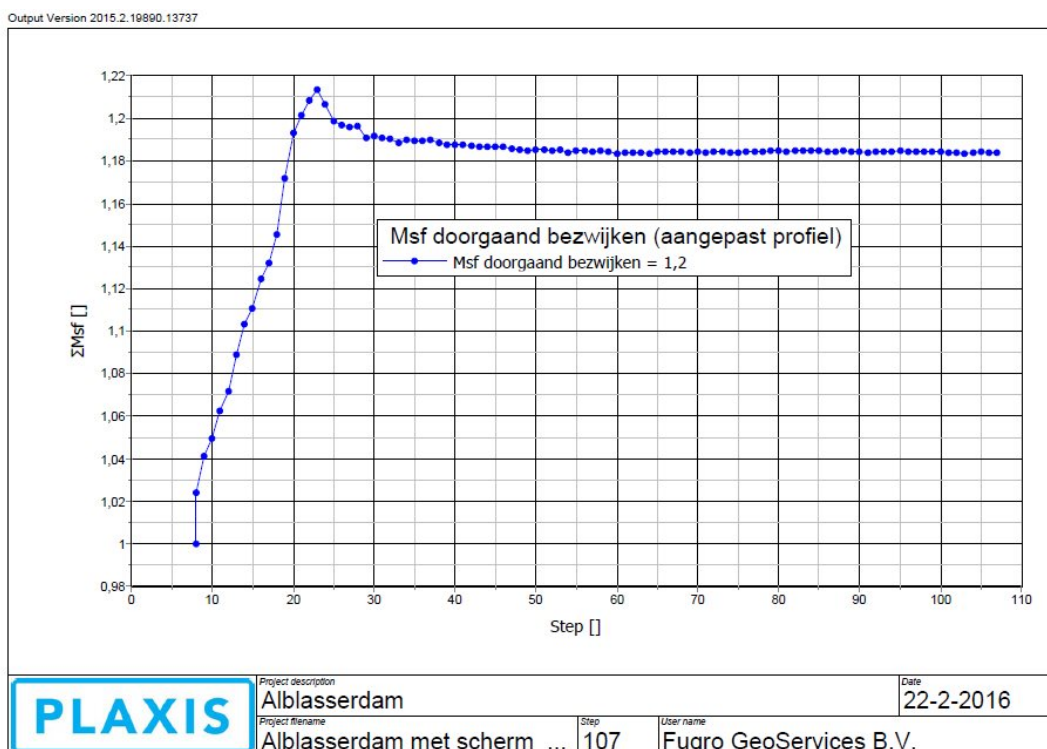
6. RESULTATEN (GROENE) DIJK MET OPHOGING

Vervolgens wordt de huidige situatie aangepast met het beoogd grondwerk. Dit betreft de verbreding ten behoeve aanbreng fietspad en de ophoging van de kruin om inkijk achtertuin bewoners te voorkomen.

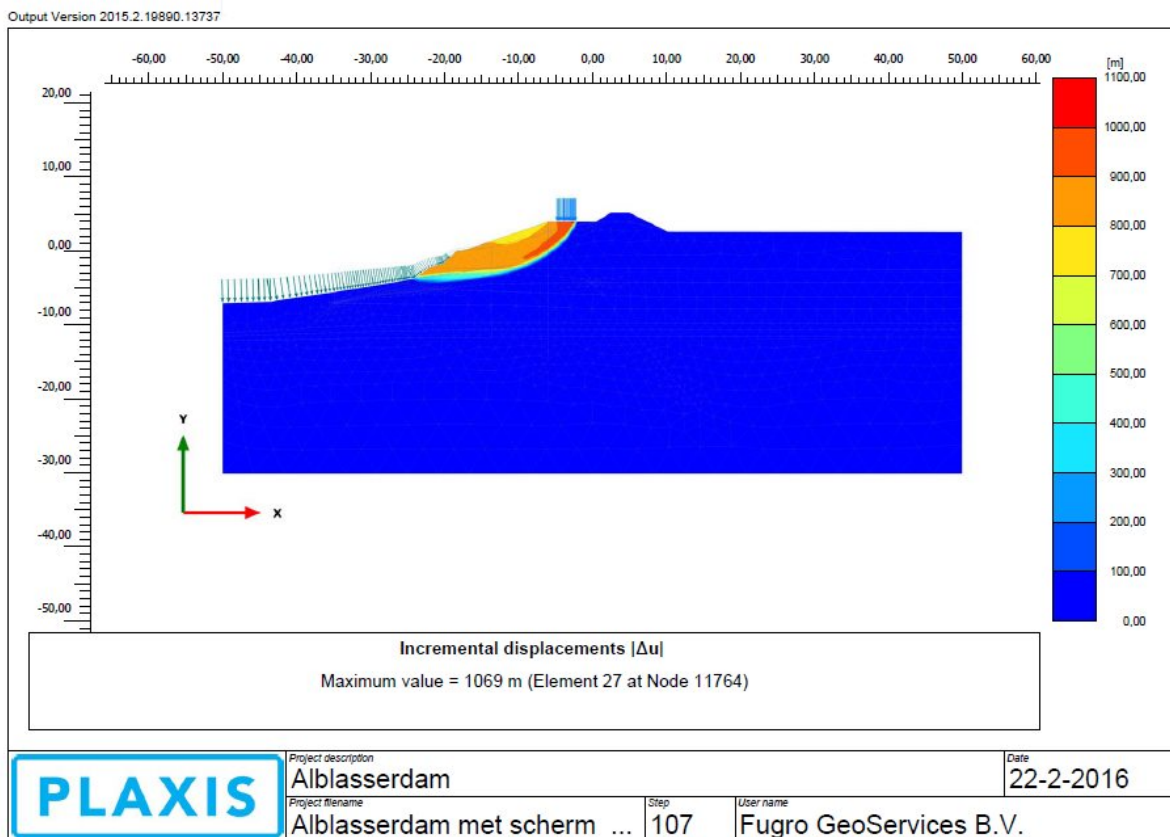
In de aangepaste situatie waarbij de kruinverbreding en ophoging conform figuur 2-2 wordt aangebracht is een veiligheidsfactor $\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}} = 1,18$ bepaald.



Figuur 6-1. Sterkte reductie bij dijk met grondaanvulling



Figuur 6-2. Sterkte reductie bij dijk met grondaanvulling



Figuur 6-3. Totale verplaatsing sterkte reductie dijk met grond aanvulling

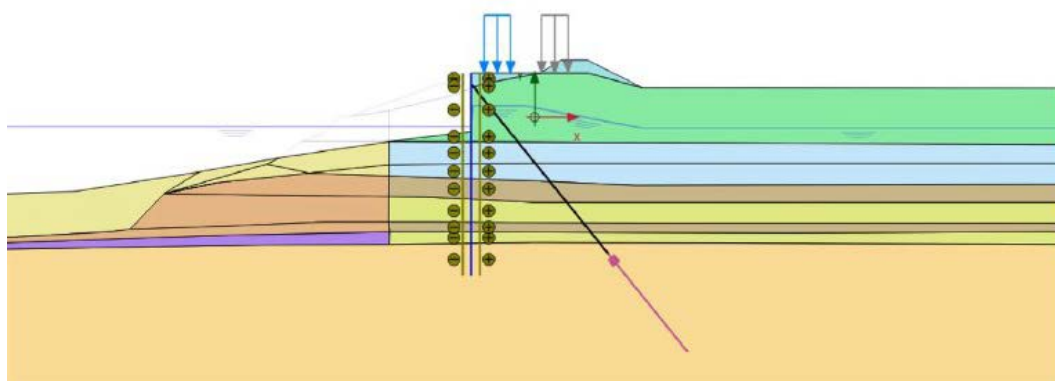
Conclusie

Omdat de berekende veiligheidsfactor kleiner is dan $\gamma_{EEM;G} = 1,52$ ($1,52 > 1,18$) kan worden geconcludeerd dat de buitenwaarste macrostabiliteit van de waterkering niet voldoet zonder constructieve versterking.

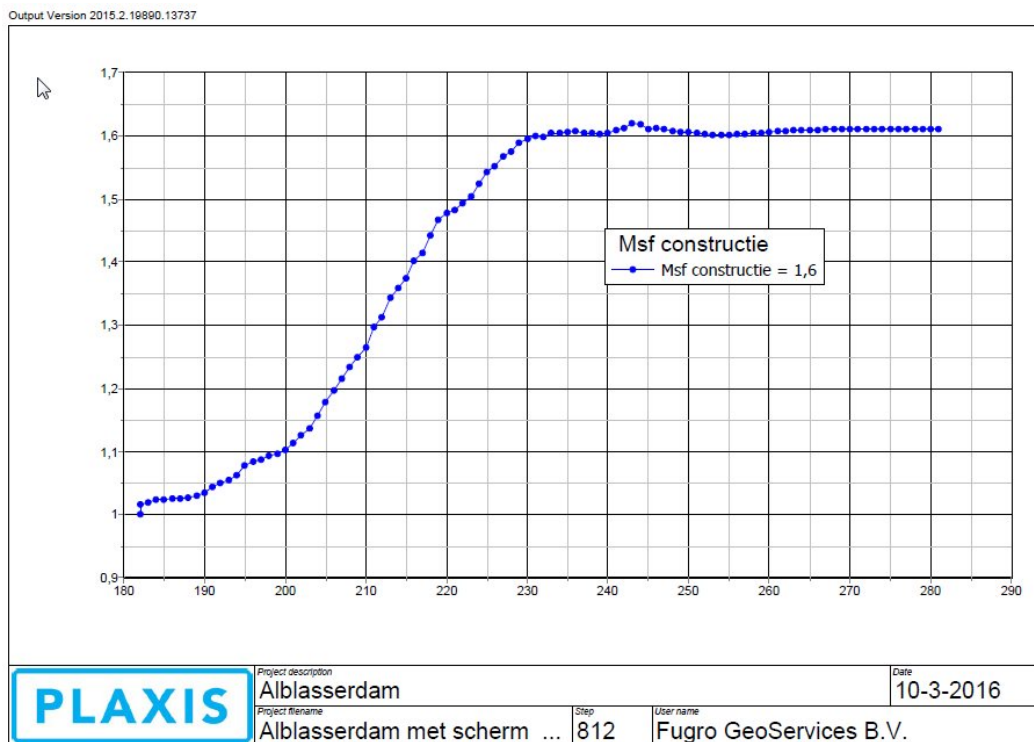
7. RESULTATEN CONSTRUCTIEF VERSTERKTE DIJK (MET ANKER)

In deze situatie wordt een constructief element toegepast waarbij een veiligheidsfactor van $\gamma_{EEM;c} \geq 1,43$ moet worden behaald.

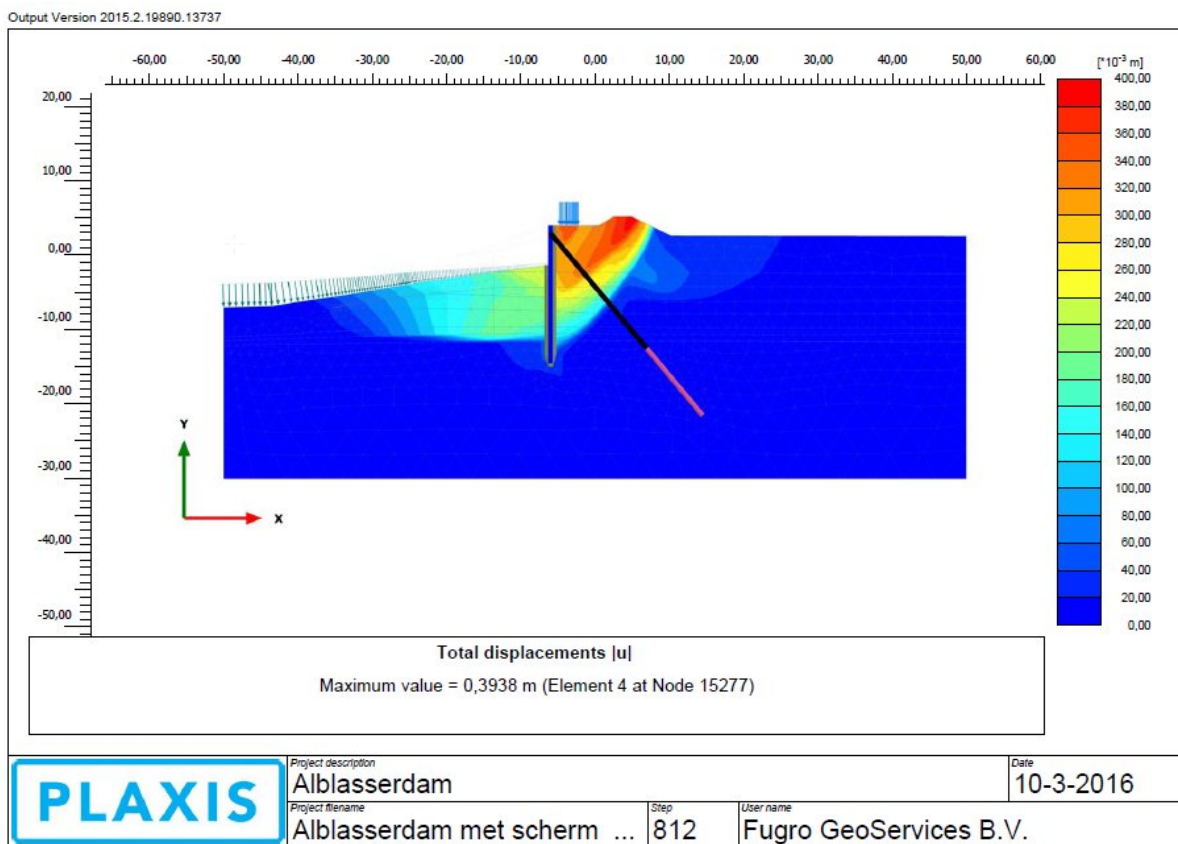
Uitgaande van een damwand AZ26-700N S320, met inbeddingsdiepte NAP -14,5 m (lang 18,5 m) is een veiligheidsfactor van $\Sigma Msf_{constructie} = 1,6$ (zie figuur 6-2) bepaald. De bepaalde stabiliteitsfactor voldoet aan de vereiste veiligheid ($1,6 > 1,43$).



Figuur 7-1. Plaxis model met restprofiel (maatgevend situatie)



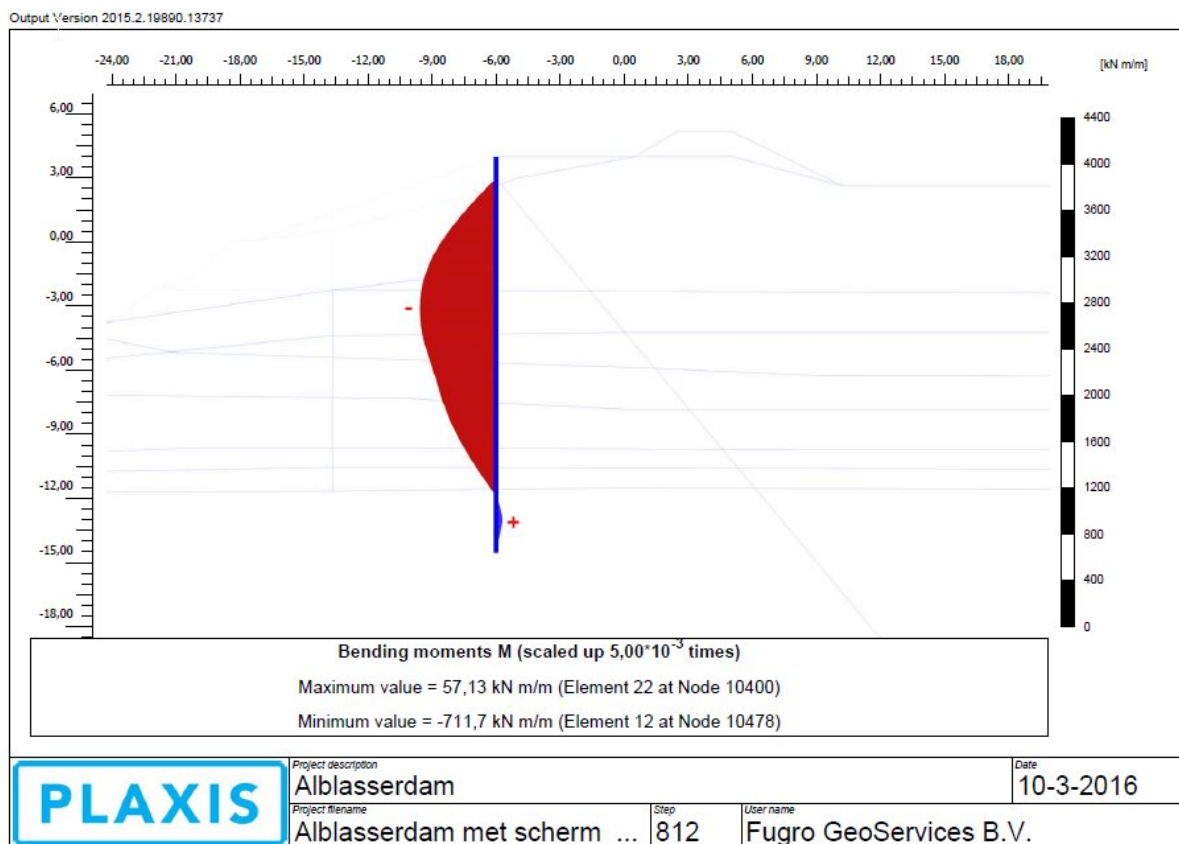
Figuur 7-2. Sterkte reductie bij een constructieve versterkte dijk



Figuur 7-3. Totale verplaatsing gedraineerd sterkte reductie constructief versterkte dijk

In de volgende figuren is het bepaalde moment en ankerkracht weergegeven.

In figuur 6-4 is het verloop van het moment in de damwand weergegeven. Een maximaal veldmoment van $M_{s,d} = 712 \text{ kN/m}$ is bepaald.



Figuur 7-4. Momentverdeling in de damwand

In figuur 6-5 is de optredende kracht in de ankers weergegeven. Een maximale kracht, per anker (h.o.h. 2,8 m) van 889 kN is bepaald.

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	9859	1	-6,000	3,000	889,112	0,000	889,112
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	20662	2	6,969	-12,500	889,112	0,000	889,112

Figuur 7-5. Ankerkrachten

8. TOETSING (ELEMENT MET ANKER)

8.1. Sterkte eis 1 (geotechnisch bezwijken)

Situatie 2 [§ 4.5]

In de aangepaste situatie waarbij de kruinverbreding en ophoging conform figuur 2-2 wordt aangebracht voldoet de buitenwaartse macrostabiliteit van de waterkering niet meer aan het veiligheids criterium van $\gamma_{EEM;g} \geq 1,52$. In de berekening is een veiligheidsfactor $\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}} = 1,2$ bepaald.

Situatie 3 [§ 4.5]

Met constructieve versterking (AZ26-700N S390, lang 20 m) wordt aan het veiligheids criterium voldaan met $\Sigma Msf_{\text{doorgaand bezwijken}} = 1,6$ ($1,6 > 1,43$)

8.2. Sterkte eis 2 (constructief bezwijken)

Situatie 3 [§ 4.5]

Moment AZ26-700N S320

Opneembaar moment $M_{r;d} = 832 \text{ kNm}$

Conform [WSRL 2013] moet het bepaalde moment $M_{s;d}$ vermenigvuldigd worden met een factor 1,15

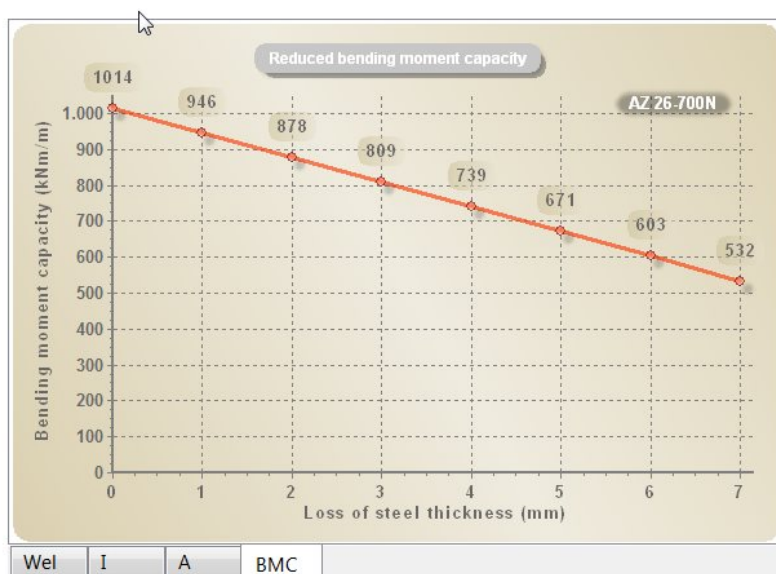
$$M_{s;d} = 1,15 \cdot 712 = 819 \text{ kNm}$$

$M_{r;d} > M_{s;d}$ ($832 \text{ kNm} > 819 \text{ kNm}$) dus voldoet

Moment AZ26-700N S390_reductie van corrosie

Conform de laatste ontwikkeling met betrekking tot corrosietoeslag moet er rekening worden houden met een 2,4 mm reductie in dikte van het damwandprofiel [10]. Met behulp van het rekenprogramma ArcelorMittal Durability 2.5 is de reductie en gereduceerd moment bepaald (figuur 8-1).

ArcelorMittal Durability 2.5 is een rekenprogramma waarin de levensduur van een damwandprofiel kan worden beoordeeld. Het programma kan de eigenschappen van het damwandprofiel (her)berekenen afhankelijk van de te verwachten dikte reductie ten gevolg van corrosie.



Figuur 8-1. Afname momentcapaciteit a.g.v. corrosie S390

Uitgaande van een 2,4 mm corrosie reductie, en met behulp van de bovenstaande figuur 8-1 is het opneembare moment (na 100 jaar) bepaald:

$$\text{Moment}_{\text{red}} = 878 \text{ kNm} - (878 \text{ kNm} - 809 \text{ kNm})/10 \cdot 4 = 850 \text{ kNm}$$

$$M_{r;d;\text{red}} = 850 \text{ kNm}$$

$$M_{r;d;\text{red}} > M_{s;d} \text{ (} 850 \text{ kNm} > 819 \text{ kNm) dus voldoet}$$

Door een hogere staalkwaliteit, S390 toe te passen voldoet de damwand AZ26-700N na 100 jaar aan sterkte. $M_{r;d;\text{red}} > M_{s;d}$ (unity check 0,96)

Ankerkrachten

H.O.H. 2,8 m

NAP +3 m, hoek 40 graden

Een voorspanning van 150 kN is aangebracht

Conform [WSRL 2013] moet de bepaalde ankerkrachten vermenigvuldigd worden met een factor 1,25.

Hieruit volgt:

$$F_{A;\text{max};\text{st};d} = 1,25 \cdot 889 \text{ kN} = 1.111 \text{ kN}$$

$$F_{A;\text{max};\text{gr};d} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 889 \text{ kN} = 1.222 \text{ kN}$$

Een GEWI 57,5TR (opneembaar = 1.180 kN) heeft voldoende sterkte om deze belasting op te kunnen nemen. (1.180 kN > 1.111 kN)

Houdkracht ankers

Een houdkracht van circa 1220 kN is nodig. Uitgaande van een conuswaarde tussen de 10-15 MPa en groutlichaam 9-10 meter lang is een houdkracht van 900-1350 kN mogelijk.

De bovenkant zandlaag bevindt zich tussen de NAP -11 en NAP -15 m. In de volgende fase moet het ontwerp, dimensionering en houdkracht van de ankers verder worden uitgewerkt.

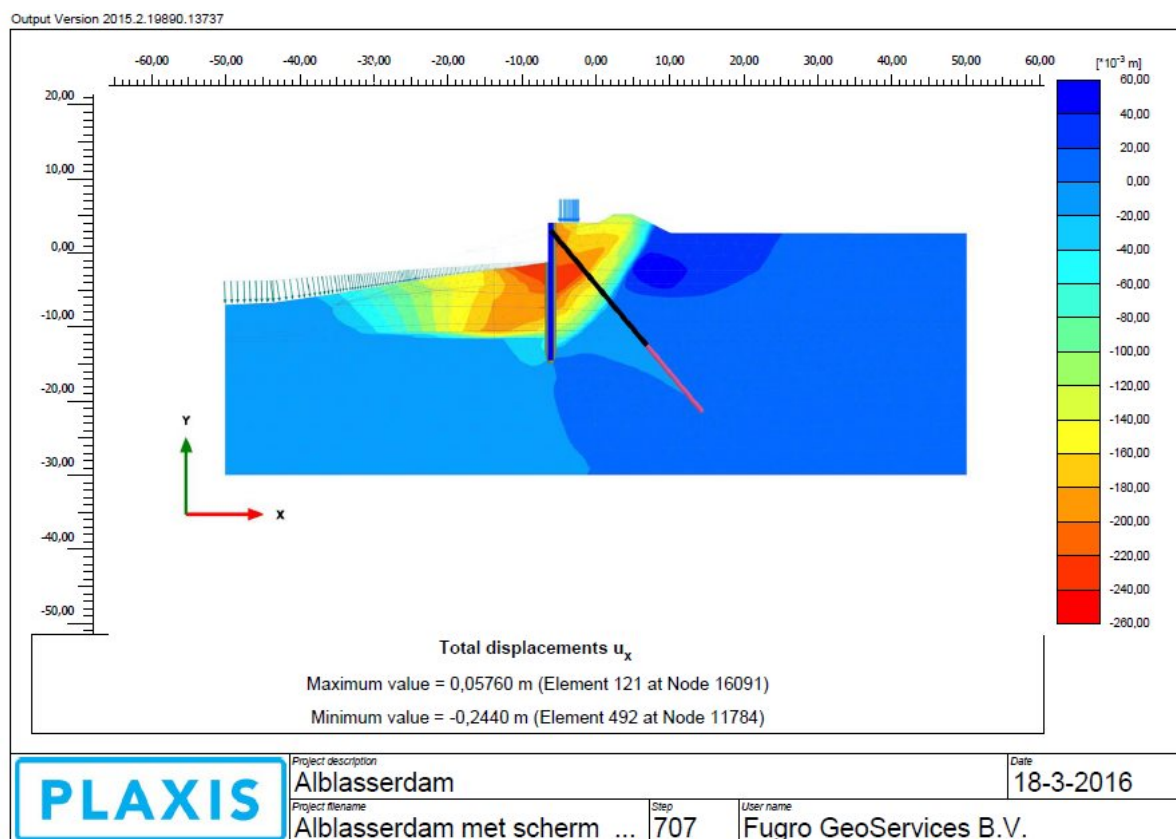
Gording

De gording wordt in deze fase niet gedimensioneerd. Deze dient in het vervolg fase te worden gedetailleerd

8.3. Vervormingseis

De kruinzakking dient tot maximaal 0,10 m te worden beperkt, evenals de horizontale verplaatsing van de kerende constructie ($\leq 0,10$ m) en de horizontale vervorming van de constructie ($\leq 1/50 \cdot L$ in UGT) onder invloed van de ontwerpbelastingen.

$1/50 L = 1/50 (24 \text{ m}) = 0,48 \text{ m}$. Een vervorming van circa 24 cm is aanvaardbaar beschouwd.



Figuur 8-2. Horizontale vervorming UGT gedraineerd sterkte reductie constructief versterkte dijk

8.4. Verticaal evenwicht

Met behulp van de formules beschreven in de WSRL 2013 is het verticale evenwicht van de wand beoordeeld. De draagkracht dient groter te zijn dan de totale verticale belasting (het eigen gewicht, de verticale component van de maatgevende ankerkracht en negatieve kleeft). De verticale belasting wordt als volgt bepaald:

$$(F_{r;drkr;punt} + F_{r;drkr;schacht}) \geq q_{eg} + f_{open} + \gamma_n * \cos \alpha * F_{s;A;drkr} + F_{s;nk;drkr}$$

Waarin:

$F_{r;drkr;punt}$	rekenwaarde puntweerstand conform [NEN 9997-1, 2012] [kN/m]
$F_{r;drkr;schacht}$	rekenwaarde puntweerstand conform [NEN 9997-1, 2012] [kN/m]
q_{eg}	eigen gewicht [kN/m]
F_{open}	factor m.b.t. openingspercentage stabiliteitsscherf
γ_n	additionele veiligheidsfactor voor draagkracht = 1,25 [WSRL 2013]
α	helling ankerstang t.o.v. verticaal [°]
$F_{s;A;drkr}$	maatgevende ankerkracht onder extreme omstandigheden [kN/m]
$F_{s;nk;drkr}$	rekenwaarde negatieve kleefbelasting conform [NEN 9997-1, 2012] [kN/m]

$$(F_{r;drkr;punt} + F_{r;drkr;schacht}) \geq 26 \frac{kN}{m} + 0^{(1)} + 1,25 * \cos 40^\circ * 320 \frac{kN}{m} + 150 kN/m^2$$

$$(F_{r;drkr;punt} + F_{r;drkr;schacht}) \geq 483 \frac{kN}{m}$$

Toelichting

1) Een buitenwaarts stabiliteitsscherf heeft geen openingen. Hierdoor is een factor 1,0 gehanteerd.

2) Omdat een grondophoging en -verbreding wordt aangebracht zal de ondergrond gaan zakken als gevolg een aanvullende belasting (negatieve kleef) op de damwand. Een bovenbelasting van 27 kN/m² (18 kN/m³ x 1,5 m) is aangehouden als bovenbelasting. Met behulp van een handberekening zal naar verwachting de invloed van de ophoging verwaarloosbaar zijn circa 7 meter beneden de kruin van de waterkering. Tot dit niveau wordt er rekening gehouden met negatieve kleef. Tussen NAP -2,5 m en de bovenkant zandlaag is er neutraal gerekend. Vanaf bovenkant zandlaag wordt gerekend met schachtwrijving.

Opmerking: In het vervolg fase dient autonome zetting te worden onderzocht. Autonome zetting kan namelijk een nog grotere negatieve kleef (lees: belasting) op de damwand veroorzaken.

Met behulp van D-Foundation wordt de draagkracht getoetst conform CUR 166 en NEN9997-1. Uitgaande van een nodige draagkracht van 483 kN/m is ter hoogte van DKM1 aan de noordwest kant van het fietspad een inbeddingsdiepte van NAP -15,5 m bepaald. De Pleistocene zandlaag aan de zuidoostkant van het beoogde fietspad wordt dieper aangetroffen met gevolg dat een nog langere damwand noodzakelijk is. Op basis van de D-Foundation berekening is een inbeddingsdiepte NAP -16 m noodzakelijk zodat aan het verticaal evenwicht wordt voldaan.

Samenvatting dimensionering damwand

Damwand - AZ26-700N S390, lang 20 m (bovenkant NAP +4 m, onderkant NAP -16 m)

Verankering - Anker GEWI 57,5TR hart op hart 2,8m, groutlichaam 10 meter lang vanaf NAP -15 m. Voorspanning 150 kN met aanbreng anker

9. UITVOERINGSASPECTEN (ELEMENT MET ANKER)

9.1. Invloed omgeving (SBR A) beoordelen op schade

Er zijn drie methodes beschikbaar om damwanden in te brengen; heien, trillen en statisch drukken. Intrillen is de goedkoopste methode. Grotere dieptes (langere planken) worden bereikt met heien. Omdat de eigenfrequenties van gebouwen doorgaans liggen tussen 5 en 20 Hz, zullen hoogfrequente trilblokken tot een kleinere opslinging in het gebouw leiden dan laagfrequent trilblokken. Tevens is hoogfrequent trillen (in deze situatie) gunstiger in verband met een snellere afname van wrijvingsweerstand van de grond (grotere demping). Hierdoor wordt gekozen voor hoogfrequent trillingen.

In 2002 heeft de Nederlandse Vereniging Aannemers Funderingswerken (NVAF) in samenwerking met de vereniging Promotie Stalen Damwand (PSD) een aantal grafieken gepubliceerd waarmee een voorspelling kan worden gemaakt van de benodigde slagkracht van het (tril)blok om een gegeven damwand in een gegeven bodemopbouw schadevrij op diepte te kunnen brengen.

In de berekening is een damwandplanklengte van circa 20 m bepaald. Conform de NVAF ervaringsgrafiek zal naar verwachting de damwandplank op diepte getrild kunnen worden met slagkracht 1150 kN [grafiek 035, CUR 166 deel 1]. Het toegepaste toerental voor hoogfrequent trilling ligt tussen 15 en 42 Hz.

Overeenkomstig de gangbare praktijk worden trillingen beoordeelt / getoetst aan de SBR-richtlijnen trillingen (SBR, 2003).

De volgende richtlijn is van toepassing:

- SBR-richtlijn deel A, Schade aan gebouwen, worden criteria/grenswaarden van maximaal toelaatbare trillingen weergegeven om schade aan gebouwen te voorkomen.

De SBR-Richtlijn A geeft grenswaarden ten aanzien van schade voor de trillingssterkte op het funderingsniveau en de draagconstructie. De richtlijn geeft ook aan hoe trillingen gemeten moeten worden en hoe de meetwaardes beoordeeld kunnen worden.

Daarnaast worden gebouwen ingedeeld in 3 categorieën:

- Categorie 1: in goede staat verkerende draagconstructies: beton of staal
- Categorie 2: in goede staat verkerende draagconstructies: metselwerk
- Categorie 3: in slechte staat verkerende gebouwen, monumentale status

Tevens wordt onderscheid gemaakt tussen een fundering op staal (zettingsgevoelig) en fundering op palen.

De woningen in de nabijheid van de waterkering zijn opgetrokken uit metselwerk en zijn in goede staat Conform SBR A worden de woningen ingedeeld in categorie 2. Er is geen informatie beschikbaar m.b.t. funderingswijze maar gezien de zettingsgevoelige ondergrond is aangenomen dat alle woningen op palen zijn gefundeerd.

De voor de in de omgeving staande woningen aan te houden grenswaarde bedraagt 4,0 mm/s (categorie 2, continue trilling, "indicatieve meting", frequentie 40 Hz)

Bronsterkte

CUR 166 hanteert voor Nederland 7 karakteristieke bodemprofielen. Voor deze karakteristieke bodemprofielen is voor de verschillende wijze van inbrengen van planken, een bronintensiteit gegeven op een referentie afstand van 5 m tot de bron.

Voor de karakteristieke bodemprofielen zijn indicatiewaarden gegeven voor de demping, de referentiesnelheid (u_0) op 5 m en de variatiecoëfficiënt van de trillingsbron voor het in- en uitrusten van damwandplanken. Voor de meeste situaties zijn geen indicatiewaarden gegeven en dient de referentiesnelheid geschat te worden. Voor het trillingsniveau zijn het noodzakelijke inheinniveau en de grondopbouw van grotere invloed dan het planktype of -lengte. Deze factoren worden in rekening gebracht.

Ter beoordelen kans van schade op woningen wordt uitgegaan van een waarde van de bronsnelheid die met een kans van 99% niet wordt overschreden. Op deze wijze wordt er veiligheid in de beoordeling ingebracht. Voor de bronsterkte (V_0), categorie 2 gebouw, wordt waarden van $V_0 = 4,0$ mm/s en de dempingsconstant $\alpha = 0$ (m^{-1}) gegeven. De bronsnelheid is gedefinieerd als de trillingsbron op ca 5 m afstand van de bron.

Opmerking: de gegeven parameters van de CUR 166 zijn van toepassing voor een damwandplank tot 14 meter en indien de slagkracht kleiner is dan 350 kN. Bij hogere slagkracht waarden wordt de bronwaarde hierop gecorrigeerd.

De verwachtingswaarde van de bronsterkte wordt gecorrigeerd met de onderstaande formule:

$$u_{0;corr} = v_0 + C_{vel}(F - 350)$$

Waarin:

F de slagkracht is [kN]

Trillingsoverdracht door de ondergrond naar de fundatie

Tijdens de installatie van planken wordt de omringende grond in beweging gebracht. Hierdoor ontstaan trillingen. De trillingen planten zich als golven door de ondergrond voort. Ten gevolg van geometrisch verzwakking (verspreiding van trillingen) en het materiaal demping (inwendige wrijving in het medium) kan het totale trillingsniveau met de volgende empirisch formule bepaald worden:

$$C_{0,f} = 0,7 * \sqrt{\frac{5}{r}} * \exp[-\alpha(r - 5)]$$

Waarin:

r is de afstand in m

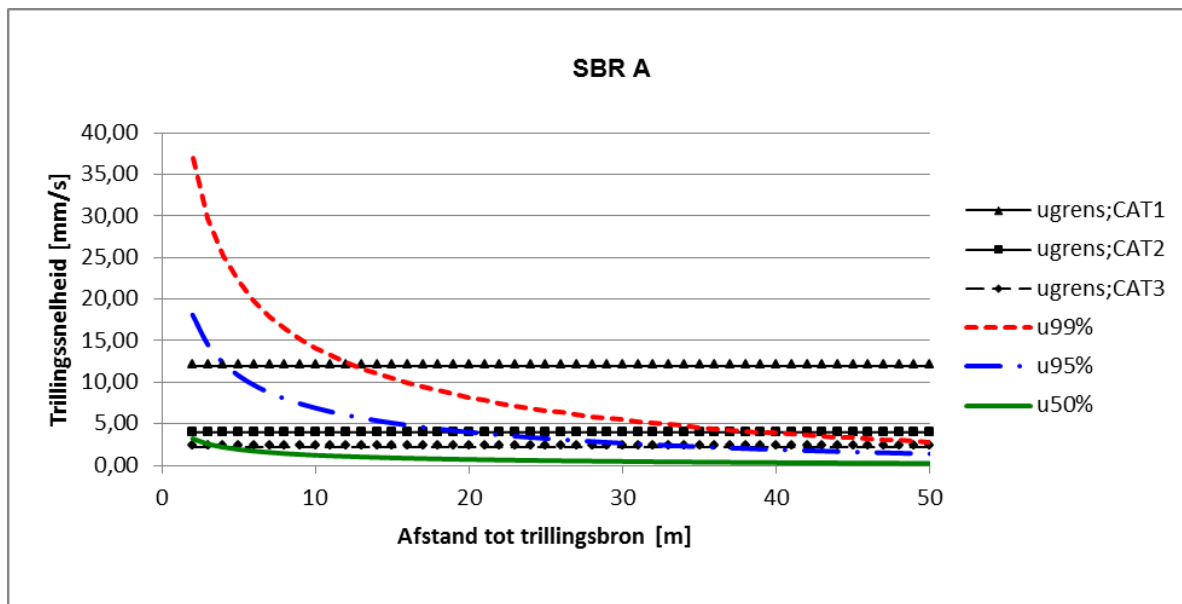
α is een dempingsfactor, volgens CUR166 [m^{-1}]

Totaal trillingsniveau

Het totale trillingsniveau in het gebouw kan worden berekend met:

$$v_{max} = v_{0;corr} * C_{0,f}$$

De resultaten van de trillingsprognose zijn weergegeven in figuur 9-1



Figuur 9-1. Trillingsprognose

Invloedsgebied

Uitgaande van de voorgeschreven grenswaarde conform SBR-Richtlijn A (4 mm/s) en een categorie 2 bebouwing is er risico op schade binnen 35 meter van de trillingsbron. Deze afstand ligt aan de grens van de woningen. In onderstaand figuur 9-2 is de situering van de bebouwing en indicatieve trillingsbron locatie weergegeven.



Figuur 9-2. Situatie fietspad

Aangezien de afstand van het werk tot aan de woningen korter is, is het risico op schade niet aanvaardbaar klein. Geadviseerd wordt aanvullend trillingsreducerende maatregelen toe te passen. Bijvoorbeeld: een zwaarder blok waarbij deze met gereduceerde instellingen trilt (niet voluit).

9.2. Invloed trilling op stabiliteit

De damwandstelling en de trillingen ten gevolge van het aanbrengen van de damwand kunnen een nadelige invloed op de stabiliteit van de waterkering hebben. In dit hoofdstuk wordt het effect hiervan beschouwd. Hiertoe is een trillingsprognose uitgevoerd, een inschatting gemaakt van eventuele wateroverspanningen ten gevolge van het trillen en zijn de effecten hiervan op de stabiliteit beschouwd.

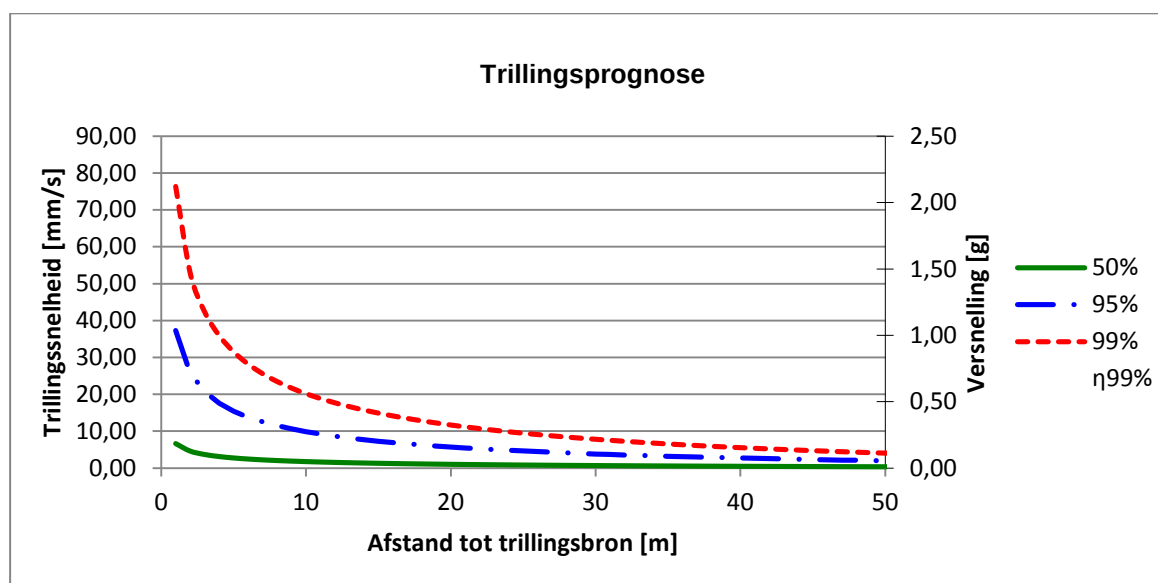
Trillingsprognose

De trillingsprognose is opgesteld conform CUR-publicatie 166 Damwandconstructies [CUR 166, 2012]. Afhankelijk van de grondslag, de “zwaarte” van de te installeren damwand (lengte en weerstandsmoment) en de benodigde slagkracht van het trilblok is een trillingsintensiteit (versnelling en / of snelheid) versus de afstand bepaald. Gezien de grondslag wordt verwacht dat de planken AZ26-700N met een lengte van circa 20 m met een trilblok met een slagkracht van 1150 kN op diepte kunnen worden gebracht. Sondering DKM3 is als representatief gehanteerd. De definitieve keuze van het trilblok dient met de aannemer van het trilwerk te worden kortgesloten. Indien een zwaarder trilblok wordt toegepast, dient de analyse hierop te worden aangepast.

Voor de prognose zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Bodemprofiel Rotterdam. In dit bodemprofiel wordt geen rekening gehouden met een mijnsteen laag. De uitvoeringsaspecten/risico's n.a.v. de aanwezigheid van de mijnsteen laag wordt verder op in het rapport beschreven.
- Slagkracht trilblok 1150 kN en frequentie 40 Hz en een efficiëntie van het trilblok 80%
- Dempingsfactor grond van 0,01 1/m

De resultaten van de trillingsprognose zijn weergegeven in figuur 9-3.

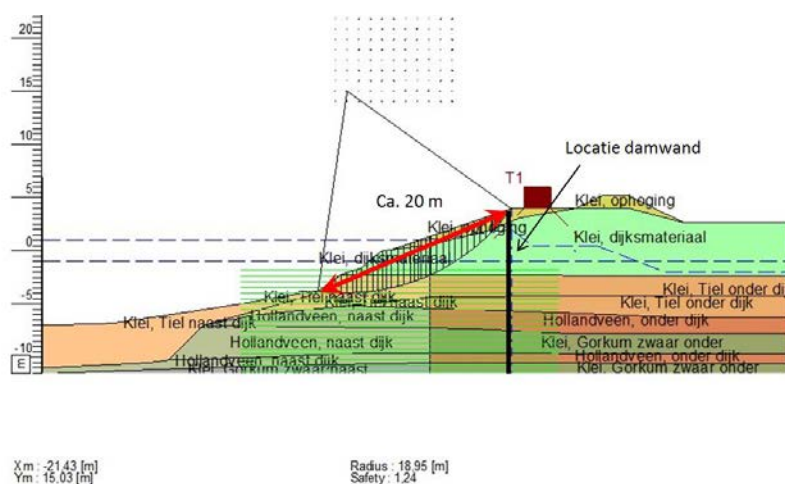


Figuur 9-3 - Trillingsprognose

Uit de trillingsprognose blijkt dat op een afstand van ca. 5 m de trillingsintensiteit ca. 0,07 g bedraagt (50% waarde). Als rekenwaarde wordt de waarde met 1% overschrijdingskans gehanteerd, welke 0,8 g bedraagt. Opgemerkt wordt dat mijnsteen kan leiden tot hogere trillingsintensiteiten.

Met betrekking tot de in rekening te brengen trillingsversnelling als belasting in de stabiliteitsberekeningen zijn een aantal aspecten van belang. Omdat de trillingen als quasi statische belasting op het grondmassief wordt aangebracht (earthquake module in D-Geo Stability), dient het volgende aspect verdisconteerd te worden:

- De trillingsprognose heeft betrekking op maaiveld. Op diepte zijn de trillingsintensiteit over het algemeen een orde een factor 2 à 3 lager.
- De verhouding tussen de lengte van het afschuifvlak en de golflengte van de trilling is van belang. Indien de lengte van de van de afschuiving vergelijkbaar is met een halve golflengte van de trilling, treedt in de gehele afschuivingsmoot een versnelling in dezelfde richting op. Indien dit niet het geval is, treedt interne reflectie op en zijn binnen de afschuivingsmoot versnellingen in tegengestelde richting op, waardoor de invloed van de trilling afneemt. Voor klei geldt doorgaans een voortplantingssnelheid van ca. 100 m/s. Bij een trillingsfrequentie van 40 Hz, bedraagt de golflengte ca. 2,5 m. Omdat de lengte van de afschuifvlak meer ca 20 m bedraagt, zie figuur 8-4, is de lengte van de afschuifvlak ca. 2,5 golflengte, ofwel 16 halve golflengtes. Om tot de gemiddelde trillingsintensiteit langs het afschuifvlak te komen, betekent dit dat de maximale trillingsintensiteit met een factor 16 gereduceerd kan worden.



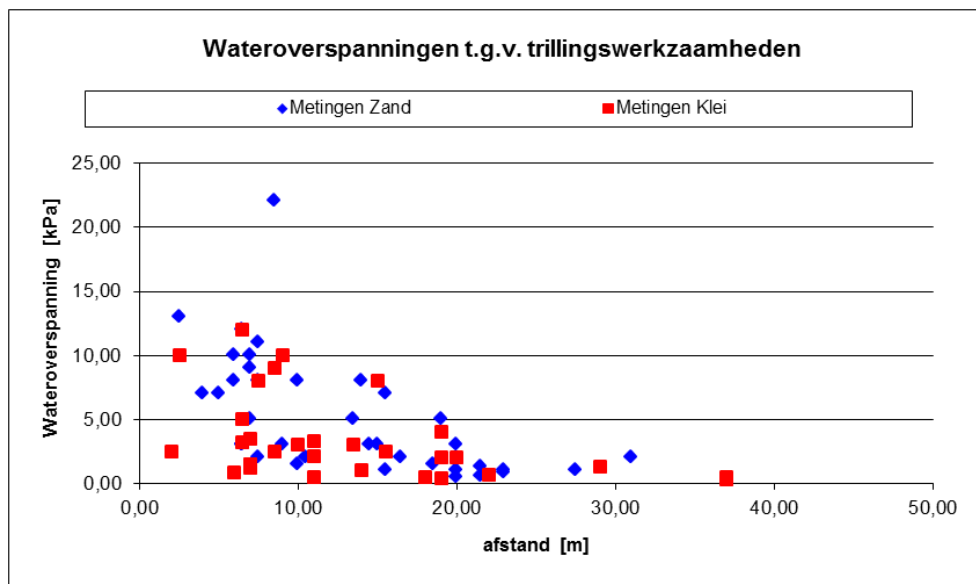
Figuur 9-4 - Maatgevend glijvlak in de huidige situatie (zonder trillingseffecten)

Op basis van bovenstaande wordt op een afstand van circa 5 m tot de trillingsbron gerekend met een rekenwaarde van de gemiddelde trillingsversnelling langs het glijvlak van 0,035 g.

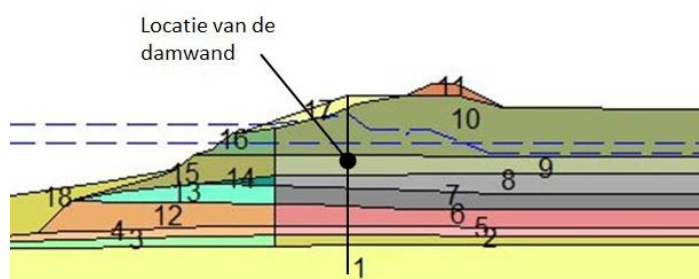
Wateroverspanningen

Voor het berekenen van water(over)spanningen ten gevolge van trillingen is geen standaard rekenprogramma beschikbaar. Bij adviesprojecten waar voorafgaand aan trilwerkzaamheden

een schatting van de te verwachten water(over)spanningen nodig is, wordt door Fugro gebruik gemaakt van meetresultaten van een beperkt aantal projecten waar Fugro in het verleden metingen heeft uitgevoerd. Dit betreffen projecten waar palen of damwanden zijn geheid of ingetrild. Deze meetresultaten van andere projecten zijn weergegeven in figuur 8-5.



Figuur 9-5 - Meetgegevens wateroverspanningen in zand en klei



Figuur 9-6. Situatie stabiliteitsscherm

Als gemiddelde waarde voor kleilagen kunnen op 5 meter afstand is een wateroverspanning van circa 5 kPa te verwachten. Als rekenwaarden wordt 15 kPa aangehouden.

Benadrukt wordt dat dit slechts waarden ter indicatie zijn en gebruikt kunnen worden om een indruk van het effect van wateroverspanningen op de stabiliteit te verkrijgen.

Stabiliteitsberekeningen

Op basis van de trillingsprognose en een schatting van de wateroverspanning zijn een aantal stabiliteitsanalyses uitgevoerd. Hierbij is voor de statische bovenbelasting een waarde van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m aangehouden. De resultaten zijn samengevat in tabel 8-1.

Tabel 9-1 - Stabiliteitsfactoren uitvoeringssituatie

Scenario	Versnelling (hor/vert)	Wateroverspanning	Stabiliteitsfactor
	[g]	[kPa]	[-]
0	0	0	1,24
1	0,025 / 0,05	0	1,07
2	0,025 / 0,05	15	1,05

Het minimaal vereiste stabiliteitsfactor voor glijvlakken (tijdens uitvoering) bedraagt $SF = 1,0$. Deze stabiliteitsfactor wordt voor de scenario's 1 en 2, waarin de effecten van trillingen worden bepaald, aanvaardbaar beschouwd. Hierin is het effect van mijnsteen op de installatie nog niet meegewogen.

Conclusie

Op basis van bovenstaande wordt ter bewaking van de risico's geadviseerd om de trillingsversnellingen, wateroverspanningen en vervormingen tijdens de werkzaamheden te monitoren. Hiertoe dient een monitoringsplan met beheersmaatregelen te worden opgesteld. Met betrekking tot de beheersmaatregelen kan gedacht worden aan het toepassen van smeermiddelen of het overstappen op het drukkend installeren van de planken. Naast de nadelige invloed op de stabiliteit van de waterkering, kan het trillend aanbrengen van de damwand ook nadelige effecten hebben op het optreden van zettingsvloeiing van de mijnsteenlagen. Daarnaast is het aannemelijk dat de aanwezigheid van mijnsteenlagen de inbreng van de damwandplanken zal verstoren, dit kan leiden tot hogere versnellingen, hetgeen risico's geeft voor bebouwing en stabiliteit van de dijk.

10. RESULTATEN CONSTRUCTIEF VERSTERKTE DIJK (ZONDER ANKER)

In deze situatie wordt een constructief element toegepast waarbij een veiligheidsfactor van $\gamma_{EEM;c} \geq 1,43$ moet worden behaald.

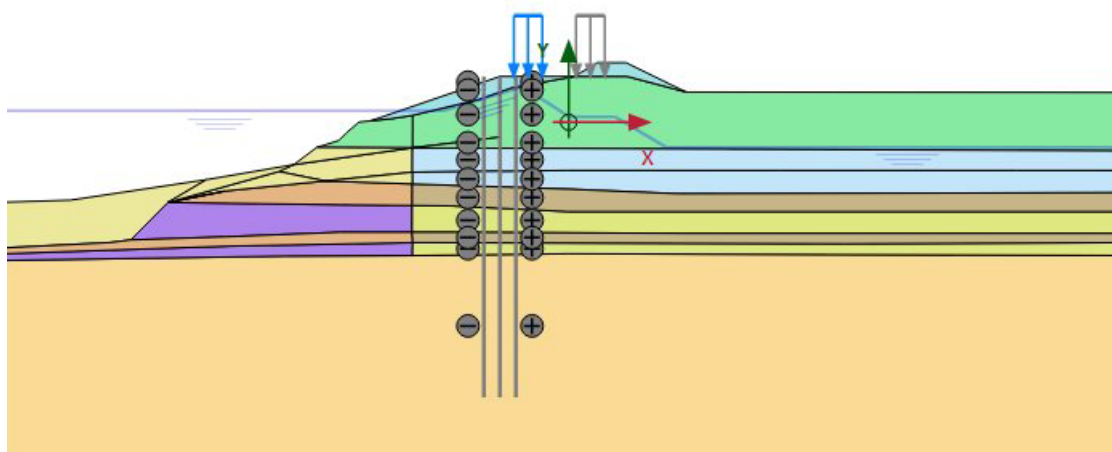
Opmerking: De veiligheidsfactor 1,43 is bepaald voor een verankerd element waarbij rekening is gehouden met de ontstaan van een vloeischarnier in de damwand en het bezwijken van het ankerlichaam. Gezien de afwezigheid van het ankerlichaam bij een combiwand is de verdeling van de faalkans niet hetzelfde maar is feitelijk iets lager dan de 1,43. Voor deze fase is echter een conservatieve veiligheidsfactor $\gamma_{EEM;c} \geq 1,43$ gehanteerd. In het vervolg fase dient de faalkans te worden bepaald conform vigerende richtlijn.

Met behulp van het EEM model (PLAXIS) is een stijfheid en inbeddingsdiepte bepaald waardoor wordt aan de sterkte- en vervormingsseis voldaan. Om voldoende inklemming te mobiliseren moet het element dieper worden gezet. Een inbeddingsdiepte NAP -24 m (lang 28 m) is bepaald.

Uitgaand van een stijfheid zoals in tabel 10-1 is een veiligheidsfactor van $\Sigma Msf_{\text{constructie}} =$ bepaald (zie figuur 10-2). De bepaalde stabiliteitsfactor voldoet aan de vereiste veiligheid ($1,57 > 1,43$).

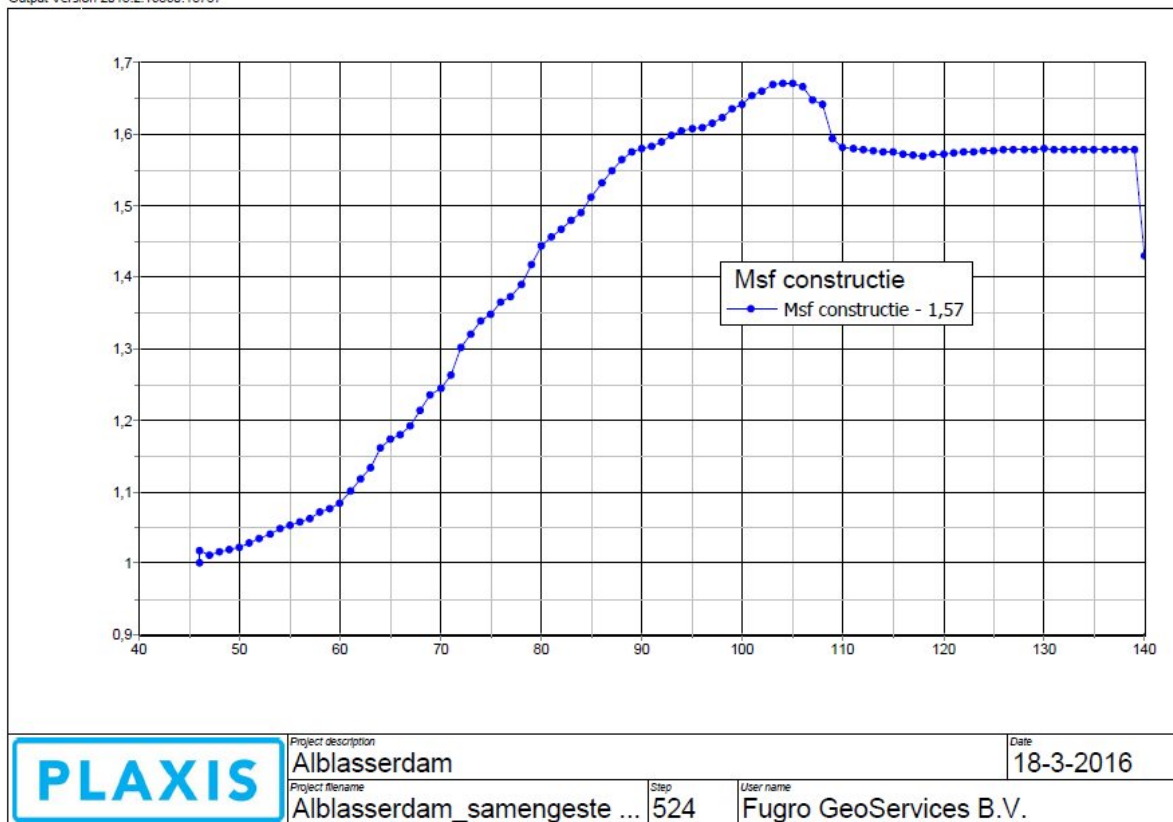
Tabel 10-1 Eigenschappen onverankerde element

Elasticiteitsmodulus (EI)	$1,7 \times 10^6$	kNm ² /m
EA	$1,0 \times 10^7$	kN/m

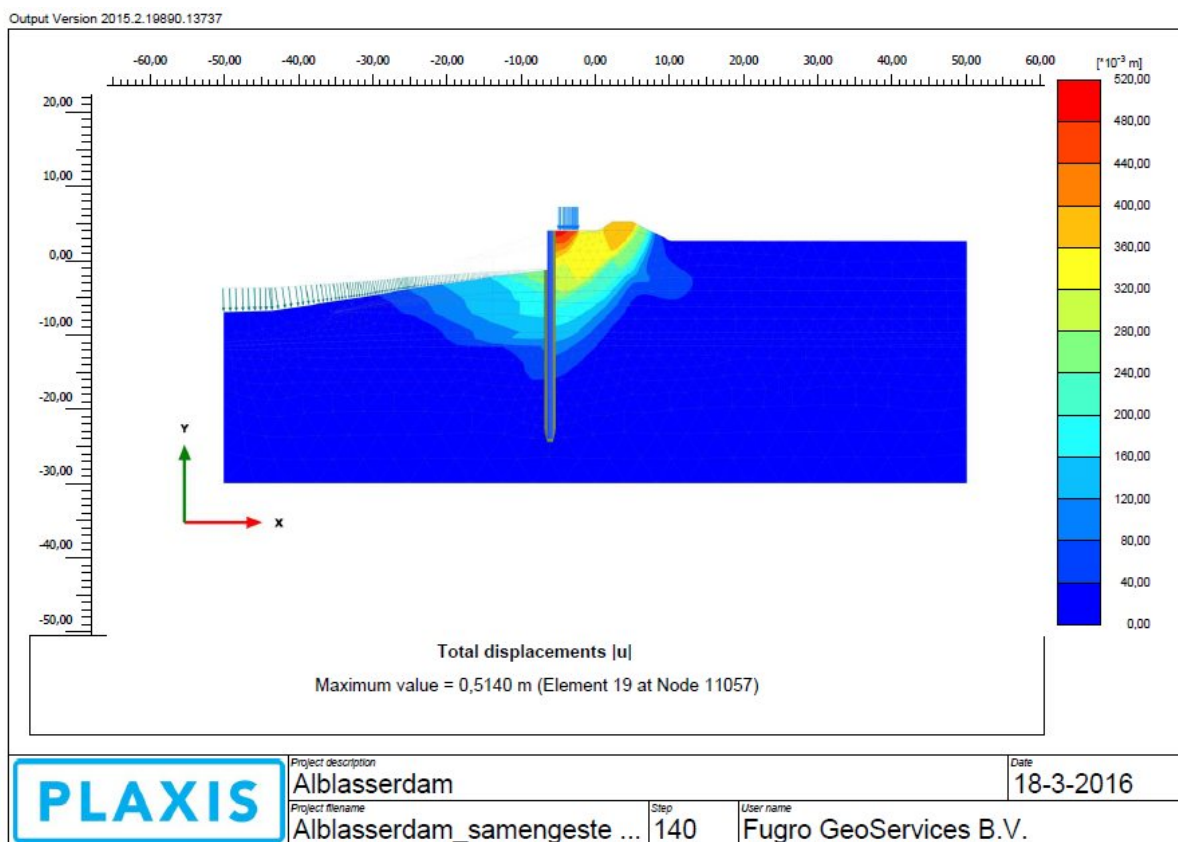


Figuur 10-1 Plaxis model met restprofiel (maatgevend situatie)

Output Version 2015.2.19890.13737



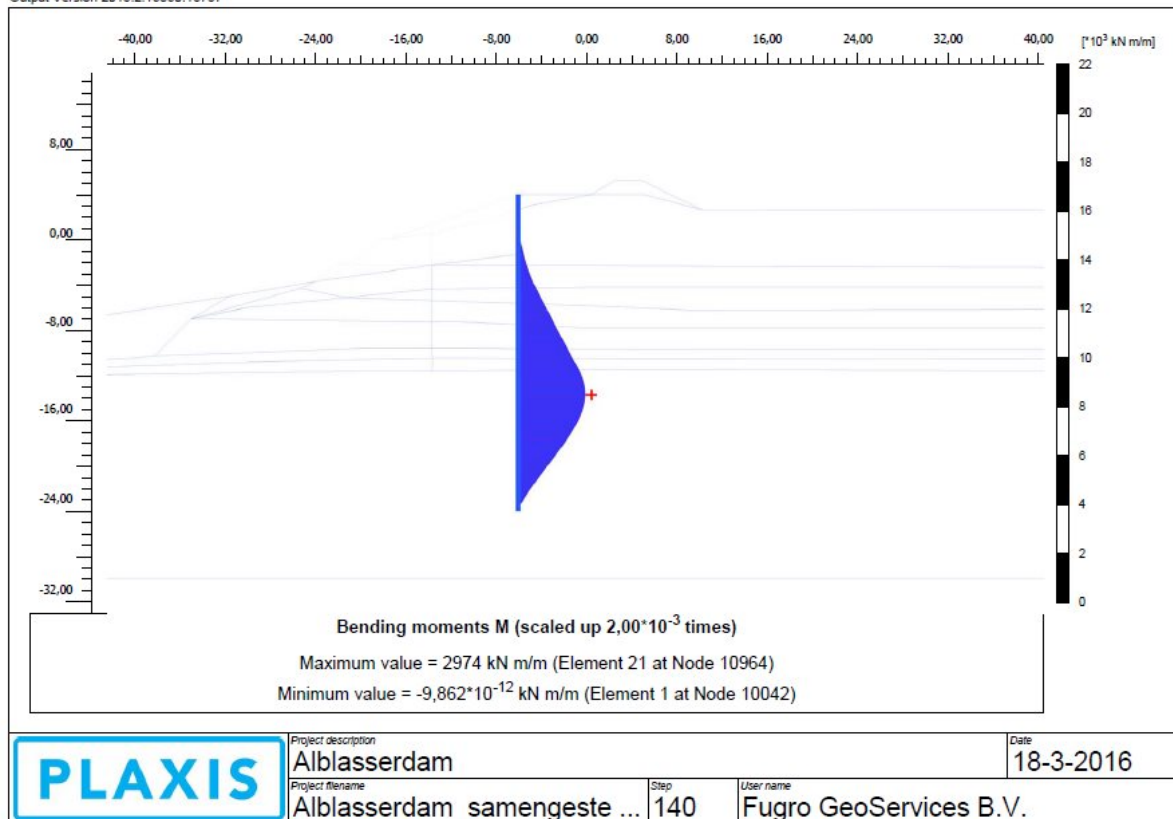
Figuur 10-2 Sterkte reductie bij een constructieve versterkte dijk



Figuur 10-3. Totale verplaatsing gedraineerd sterkte reductie constructief versterkte dijk

In figuur 10-4 is het verloop van het moment in het onverankerde stabiliteitsscherm weergegeven. Een maximaal veldmoment van $M_{s;d} = 2974 \text{ kN/m}$ is bepaald.

Output Version 2015.2.19890.13737



Figuur 10-4 Momentverdeling in de damwand

10.1. Oplossingsrichting element zonder anker

Een standaard damwandplank, zonder verankering, is onvoldoende stijf om de kerende hoogte, in de maatgevende toestand, te keren. Hierdoor moet een stijver kerende element toegepast worden. Een stijver kerende element kan worden bereikt door een samengesteld systeem toe te passen. Deze bestaat uit stijve primaire elementen (stalen buizen of HZ profielen) aangebracht op een vaste afstand ten opzicht van elkaar. Vervolgens worden secundaire elementen of tussenplanken aangebracht. De tussenplanken dienen uitsluitend om de grond en waterdruk aan de primaire elementen over te dragen en zijn hierdoor korter dan het primaire element.

In de praktijk zijn de tussenliggende planken korter dan het hoofdelement. In deze fase (VO) wordt uitgegaan van een gelijkmatige stijfheid. In de vervolgfase kan dit ontwerp verder worden geoptimaliseerd.

De berekening is uitgevoerd met een samengestelde stijfheid totdat aan de vervormingseis wordt voldaan. Deze stijfheid is in tabel 10-1 genoemd. Daarna is deze stijfheid "vertaald" naar een toepasbaar systeem. Een aantal voorbeelden betreft:

- HZ wand. Een HZ / HZM is een gecombineerd wandsysteem bestaand uit een Koning Pile in combinatie met AZ damwand tussenplanken. De HZ / HZM balken kunnen enkele H-balk of dubbele H-balken of zelfs continu H-balken zijn.
- Combiwand. Een combiwand is een gecombineerd wandsysteem bestaand uit een stalenbuis paal in combinatie met AZ damwand tussenplanken.



Figuur 10-5. HZM combiwand (24 serie) [Bron: ArcelorMittal]



Figuur 10-6. HZM combiwand (12 serie) [Bron: ArcelorMittal]



Figuur 10-7. Buis combiwand [Bron Vroom funderingstechniek]

In onderstaand tabel 10-2 is een drietal afmetingen weergegeven die zullen voldoen aan de sterkte- en stijfheidseisen. In de vervolghoofdstukken, waarbij trillingsaspecten worden bepaald wordt uitgegaan van een standaard combiwandsysteem $\phi 1320$ in combinatie met tussen wanden AZ18-700.

Tabel 10-2. Samengesteld combiwandsysteem

Samengesteld combiwandsysteem	EI	Opneembaar moment [kNm]
HZ 1180 M D 12/AZ18-700 (S355)	$1,43 \times 10^6$	4000
HZ 1080 M C 24/AZ18-700 (S275)	$1,69 \times 10^6$	4010
$\phi 1320$ mm, dik 24 mm in combinatie met AZ18-700 (S355)	$1,6 \times 10^6$	4090

Opmerking:

Een Twinpaal (buispalenwand) betreft een trillingsvrij systeem vervaardigd met behulp van een schroevend permanente ingebracht stalen buis en voorzien van een tussenplank. De

afmeting van de buizen zijn echter beperkte tot 914 mm. Dit systeem voldoet niet op stijfheid en sterkte ($EI = 6,3 \times 10^5$ en opneembare moment 2400 kNm). Indien het huidige ontwerp wordt geoptimaliseerd (lees: aanvullende grondonderzoek, optimalisatie schadefactor) komt dit systeem in een later fase misschien nog in aanmerking. Het voordeel is dat dit systeem trillingsvrije kan worden aangebracht waarbij de kans op schade, geluidsoverlast, en hinder op de omgeving, en invloed op de standzekerheid van de waterkering tijdens uitvoering, worden verminderd. De uitvoering is voor deze systemen is daarentegen duurder dan bij trillend aanbreng van elementen.

Opmerking combiwanden

- Combiwanden hebben bij gelijk capaciteit tot het opnemen van momenten geringer staalgebruik dan wanden die zijn samengesteld uit dezelfde damwandprofielen.
- Combiwanden gedragen zich stijver dan een damwand waardoor minder of geen verankering nodig is.
- Buispalen bezitten een grote stijfheid tegen wringing en geven daarom bij zwaar heiwerk weinig problemen. Enkel HZ-wanden (serie 12) in tegenstelling bezitten minder stijfheid met gevolgen dat ze gevoeliger zijn voor torderen tijdens uitvoering. Door dubbel profielen (serie 24) toe te passen kan dit probleem worden verholpen. De wanddikte van de tussenplanken moet worden gedimensioneerd op de belastingen door het intrillen.
- Een volledig toetsing van de buis, inclusief beschouwing van ovalisatie van de buis en plooi van de tussenwand, volgens de vigerende staalnorm moet in de volgende fase uitgevoerd worden.
- In deze fase wordt uitgegaan van een samengesteld damwandsysteem (lees: samengestelde stijfheid) die tot de inbeddingsdiepte wordt aangehouden. De tussenplanken dienen uitsluitend om de grond en waterdruk aan de primaire elementen over te dragen. Hierdoor zal naar verwachting een optimalisatie in de lengte van de tussenplanken nog plaats kunnen vinden.
- Rekening houden met de spiralnaad (slot tussen buis en tussenplank) is er voorkeur om de combiwand trillend in te brengen. Dit omdat tijdens heiwerkzaamheden heeft de buis de neiging te roteren.
- Er zijn diverse oorzaken voor het ontstaan van slotopening, zoals heien bij grote weerstand, onvoldoende verhaking van de sloten, torderen en obstakel. Toepassing van slotklikkers kan de betrouwbaarheid van de sloten verhogen.
- De bepaling van corrosie bij samengestelde elementen is een stuk moeilijker dan bij standaard (uniform) damwand elementen. Bij toepassen van verschillende staalsoorten bij combiwanden kunnen in de loop van de tijd verschillen in corrosiepotentiaal ontwikkelen. In het vervolg fase dient de reductie van staal nader te worden onderzocht.
- Bij combiwanden moet de grootste mogelijk aandacht worden besteed aan de plaatsing van de buizen. Nadat de buizen zijn geplaatst, worden de tussenplanken ingetrild en/of geheid.
- Buizen van combiwanden kan worden geheid of na-geheid wanneer de palen met trillen lastig op diepte komen. Waterinjectie en voorboren (toegestaan tot 1 m boven puntniveau) zijn ook technieken die kunnen worden ingezet bij heibaarheidsproblemen. Daarbij dient geverifieerd te worden of dit is toegestaan bij het waterschap ivm werken in een waterkering. Trillen geeft minder geluid- en trillingshinder dan heien. Wel geeft het trillen meer verdichting en wateroverspanning in de grond. Damwandplanken in combiwanden worden doorgaans ingebracht middels trillen.

- Pulsen. Bij gepulste palen wordt gebruik gemaakt van een stalen buis. De grond in de buis wordt verwijderd door middel van graven of pulsen, zodat de weerstand van de grond nabij de punt wordt gereduceerd. Deze werkwijze is zeer arbeidsintensief en dus kostbaar. Het op diepte brengen van de buis geschiedt door een combinatie van pulsen en drukken, heien of trillen.
- Er mag niet onder het puntniveau van de buis uit worden gepulst. Deze methode kan de inbreng van de paal bevorderen maar kan ook aanzienlijke nadelige effecten hebben op de draagkracht en het vervormingsgedrag van de palen zelf. De installatie van een degelijk bijzonder systeem dient voorafgaande uitvoering te worden afgestemd met de uitvoerende partij.

11. TOETSING (ELEMENT ZONDER ANKER)

11.1. Sterkte eis 1 (geotechnisch bezwijken)

Situatie 3 [§ 4.5]

Met constructieve versterking wordt aan het veiligheids criterium voldaan met ΣM_{sf} doorgaand
bezwijken = 1,57 (1,57 > 1,43)

11.2. Sterkte eis 2 (constructief bezwijken)

Situatie 3 [§ 4.5]

Moment (samengestelde stijfheid)

$M_{r;d} = 2974 \text{ kNm}$

Conform [WSRL 2013] moet de bepaalde moment $M_{s;d}$ vermenigvuldigd worden met een factor 1,15

$M_{s;d} = 1,15 \cdot 2974 = 3420 \text{ kNm}$

De volgende samengestelde elementen kan voldoende sterkte leveren:

HZ 1180 M D 12/AZ18-700 (S355)

$M_{r;d} > M_{s;d}$ (4000 kNm > 3420 kNm) dus voldoet

HZ 1080 M C 24/AZ18-700 (S275)

$M_{r;d} > M_{s;d}$ (4010 kNm > 3420 kNm) dus voldoet

φ1320, dik 24 mm in combinatie met AZ18-700 (S355)

$M_{r;d} > M_{s;d}$ (4090 kNm > 3420 kNm) dus voldoet

Toetsing op corrosie

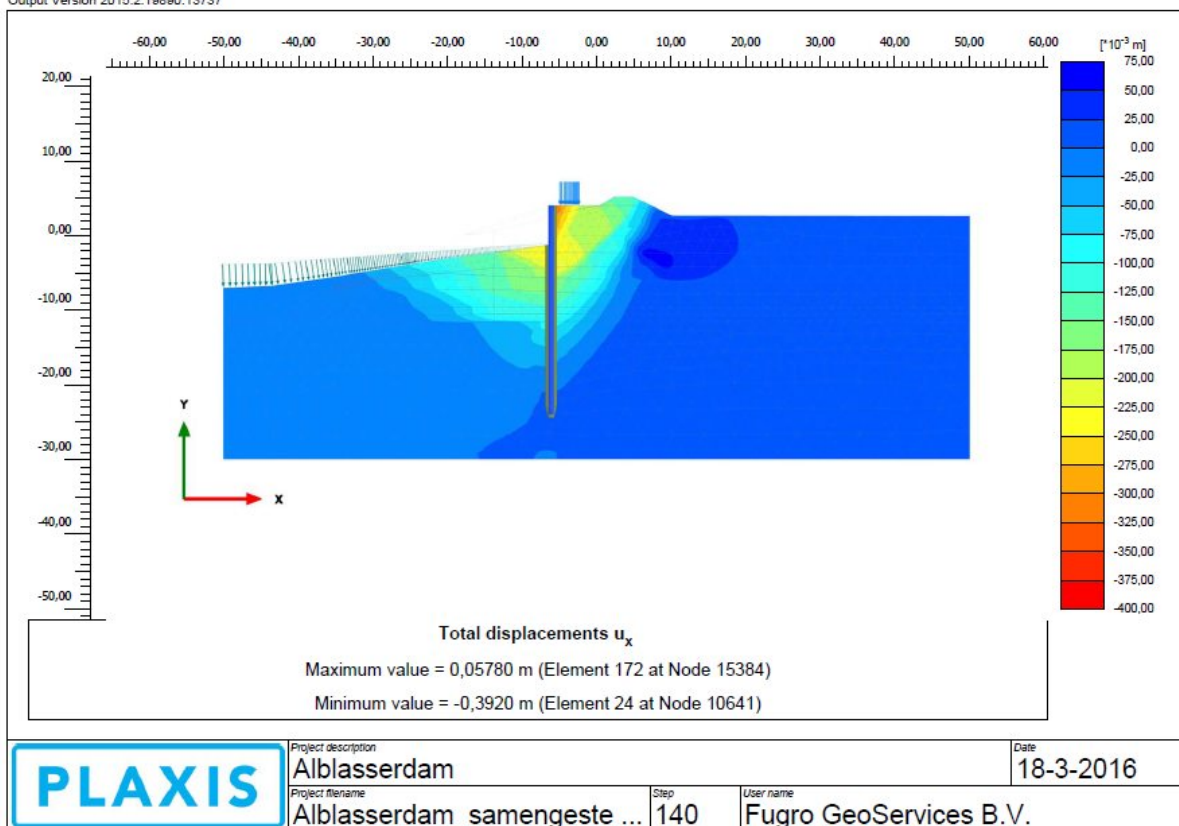
De bepaling van staal dikte reductie naar gevolg van corrosie is een complex probleem. Dit vanwege de combinatie van verschillende metalen met gevolg dat een verschil in de corrosiepotentiaal kan ontwikkelen. In de volgende fase moet de corrosie aspect onderzocht worden. In deze fase is een unity check van circa 0,85 aangehouden. In combinatie met optimaliseren van het ontwerp en gezien de huidige veiligheidsmarge wordt niet verwacht dat een hogere staalkwaliteit of zwaarder element, als gevolg van corrosie, noodzakelijk zal zijn.

11.3. Vervormingseis

De kruinzakking dient tot maximaal 0,10 m te worden beperkt, evenals de horizontale verplaatsing van de kerende constructie ($\leq 0,10 \text{ m}$) en de horizontale vervorming van de constructie ($\leq 1/50 \cdot L$ in UGT) onder invloed van de ontwerpbelastingen.

$1/50 L = 1/50 (28 \text{ m}) = 0,56 \text{ m}$. Een vervorming van circa 39 cm is aanvaardbaar beschouwd.

Output Version 2015.2.19890.13737



Figuur 11-1 Horizontale verplaatsing (UGT) gedraineerd sterkte reductie constructief versterkte dijk

11.4. Verticaal evenwicht

De draagkracht dient groter te zijn dan de totale verticale belasting (het eigen gewicht en negatieve kleeft). Een combiwand kan een aanzienlijk verticale kracht opnemen. De draagkracht van een combiwand (buis) is aanzienlijk en op basis van engineering judgement wordt het verticale evenwicht als voldoende beschouwd. Een berekening voor deze fase is hierdoor weggelaten. In het vervolg fase moet deze toetsing uitgevoerd worden.

Samenvatting dimensionering stabiliteitsscherm zonder anker

Hoofdelement: Stalenbuis met diameter 1320 mm, dik 24 mm, lang 28 meter, staalkwaliteit S355. Tussenplanken AZ18-700 (S355), lengte 18 meter.

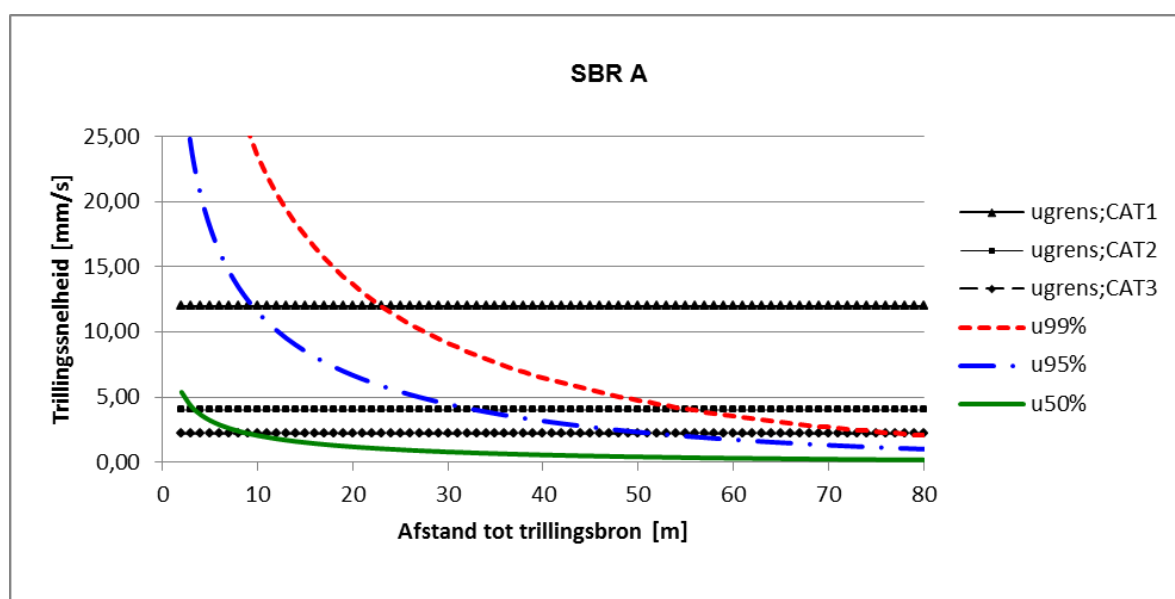
In het volgende hoofdstuk over uitvoeringsaspecten, wordt een combiwand als uitgangspunt aangehouden.

12. UITVOERINGSASPECTEN (ELEMENT ZONDER ANKER)

12.1. Invloed omgeving (SBR A) beoordelen op schade

In de berekening is een combiwandlengte van circa 28 m bepaald. Gezien de stijfheid van de primaire elementen (buispaal) zal er geen schade op het element zelf optreden. In dit geval is de invloed op de omgeving een aandachtspunt.

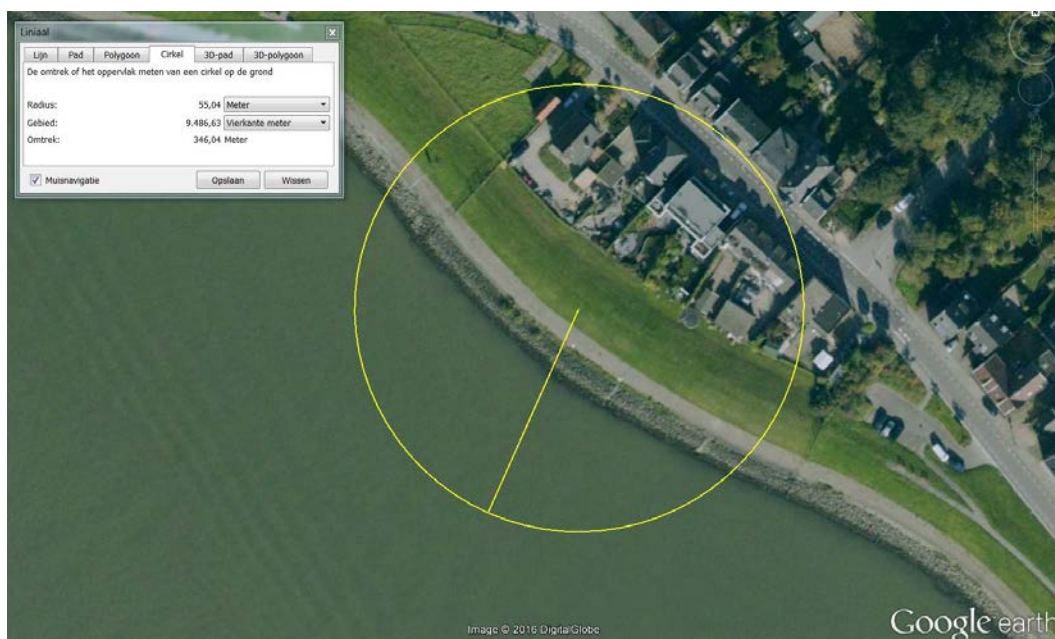
In aanvulling op hoofdstuk 9.1 en uitgaande van een hoger slagkracht van 2300 kN is een trillingsprognose uitgevoerd. De resultaten van de trillingsprognose zijn weergegeven in figuur 12-1



Figuur 12-1. Trillingsprognose

Invloedsgebied

Uitgaande van de voorgeschreven grenswaarde conform SBR-Richtlijn A (4 mm/s) en een categorie 2 bebouwing is er risico op schade binnen 55 meter van de trillingsbron. De woningen vallen binnen het invloedsgebied van de trillingsbron. In onderstaand figuur 12-2 is de situering van de bebouwing en indicatieve trillingsbron locatie weergegeven.



Figuur 12-2. Situatie fietspad

12.2. Invloed trilling op stabiliteit

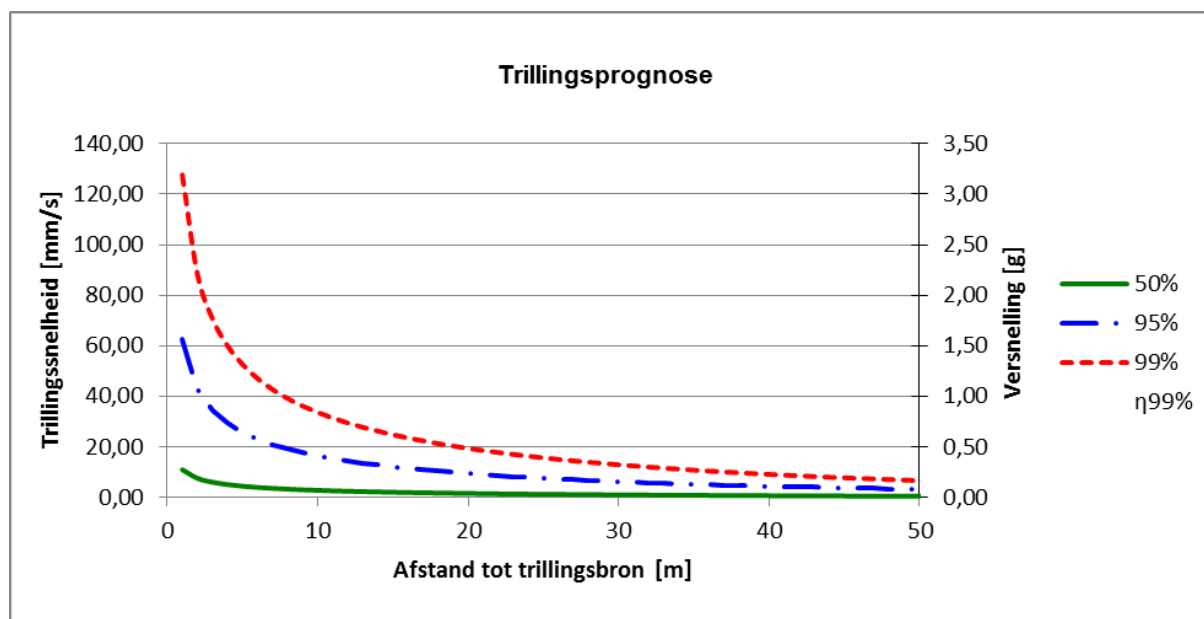
De stelling en de trillingen ten gevolge van het aanbrengen van de combiwand kunnen een nadelige invloed op de stabiliteit van de waterkering hebben. Zoals beschreven in hoofdstuk 9.2 wordt het effect van de trillingen op de waterkering beschouwd. Hiertoe is een trillingsprognose uitgevoerd, een inschatting gemaakt van eventuele wateroverspanningen ten gevolge van het trillen en de effecten hiervan op de stabiliteit beschouwd.

Trillingsprognose

In aanvulling op hoofdstuk 9.2 zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Slagkracht trilblok 2300 kN en frequentie 40 Hz en een efficiëntie van het trilblok 80%

De resultaten van de trillingsprognose zijn weergegeven in figuur 12-1.



Figuur 12-3. Trillingsprognose

Uit de trillingsprognose blijkt dat op een afstand van ca. 5 m de trillingsintensiteit ca. 0,12 g bedraagt (50% waarde). Als rekenwaarde wordt de waarde met 1% overschrijdingskans gehanteerd, welke 1,3 g bedraagt. Opgemerkt wordt dat mijnsteen kan leiden tot hogere trillingsintensiteit.

Met betrekking tot de in rekening te brengen trillingsversnelling als belasting in de stabiliteitsberekeningen zijn een aantal aspecten van belang. Omdat de trillingen als quasi statische belasting op het grondmassief wordt aangebracht (earthquake module in D-Geo Stability), kan twee factoren in rekening worden gebracht. Dit is in het eerder hoofdstuk 9.2 toegelicht.

Op een afstand van circa 5 m tot de trillingsbron gerekend met een rekenwaarde van de gemiddelde trillingsversnelling langs het glijvlak van 0,054 g.

Wateroverspanningen

Het aspect van wateroverspanning in de ondergrond wordt gehanteerd zoals in hoofdstuk 9.2 is beschreven.

Stabiliteitsberekeningen

Op basis van de trillingsprognose en een schatting van de wateroverspanning zijn een aantal stabiliteitsanalyses uitgevoerd. Hierbij is voor de statische bovenbelasting een waarde van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m aangehouden. De resultaten zijn samengevat in tabel 12-1.

Tabel 12-1 - Stabiliteitsfactoren uitvoeringssituatie

Scenario	Versnelling (hor/vert) [g]	Wateroverspanning [kPa]	Stabiliteitsfactor [-]
0	0	0	1,24
1	0,054 / 0,108	0	0,92
2	0,054 / 0,108	15	0,90

De minimaal vereiste stabiliteitsfactor voor glijvlakken (tijdens uitvoering) bedraagt $SF = 1,0$. Deze stabiliteitsfactor wordt voor de scenario's 1 en 2, waarin de effecten van trillingen worden niet bepaald. Hierin is het effect van mijnsteen op de installatie nog niet meegewogen.

Conclusie

Op basis van bovenstaande analyse wordt ter bewaking van de risico's geadviseerd om de trillingsversnellingen, wateroverspanningen en vervormingen tijdens de werkzaamheden te monitoren. Hiertoe dient een monitoringsplan met beheersmaatregelen te worden opgesteld. Met betrekking tot de beheersmaatregelen kan gedacht worden aan combinatie van trillen en pulsen.

Naast de nadelige invloed op de stabiliteit van de waterkering, kan het trillend aanbrengen van de combiwand ook nadelige effecten hebben op het optreden van zettingsvloeiing van de mijnsteenlagen. Daarnaast is het aannemelijk dat de aanwezigheid van mijnsteenlagen de inbreng van de buizen zal verstoren, dit kan leiden tot hogere versnellingen, hetgeen risico's geeft voor bebouwing en stabiliteit van de dijk.

Door de combiwand trillend aan te brengen kan de kans op schade aan de bebouwing in de omgeving niet worden uitgesloten. Nader te beschouwen is een gepulste buispaal of een combinatie gepulst en trillende aangebracht buis.

13. STORTSTEEN

13.1. Inleiding

Een kansrijke en duurzame variant is de stabiliteit van de groene dijk in stand te houden met stortsteen. Door de beoogde verbreding en ophoging is de aandrijvende kracht verhoogd waardoor de stabiliteit niet meer voldoet aan de waterveiligheidseis. Indien de weerstand wordt gecompenseert, door bijvoorbeeld stortsteen aan de teen van het buitentalud aan te brengen, kan de stabiliteit van de “groene dijk” geborgd worden.

Aanbevolen wordt om eerst met Rijkswaterstaat af te stemmen of deze variant, en onder welke voorwaarden toegepast mag worden.

13.2. Geotechnische uitgangspunten

In aanvulling op hoofdstuk 5 zijn de volgende uitgangspunten aangehouden. Onderstaand tabel betreft de (aangenomen) eigenschappen van het stortsteen.

Tabel 13-1.

Grondlaag	Soortelijk gewicht	Representatieve waarden	
[-]	γ_d/γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Stortsteen	18/20	0	30

Opmerking. In dit voorbeeld is stortsteen aangehouden met een conservatieve eigenschappen. In de vervolg fase moet de parameters worden afgestemd op de daadwerkelijk toe te passen materiaal. Te overwegen is de toepassing van staalslakken en mijnsteen. De voor- en nadelen van deze materialen moeten nader worden onderzocht.

In de volgende paragrafen wordt de hoeveelheid stortsteen die nodig is om de stabiliteit te waarborgen onderzocht. Daarnaast wordt een indicatieve zettingsprognose uitgevoerd.

13.3. Stabiliteit

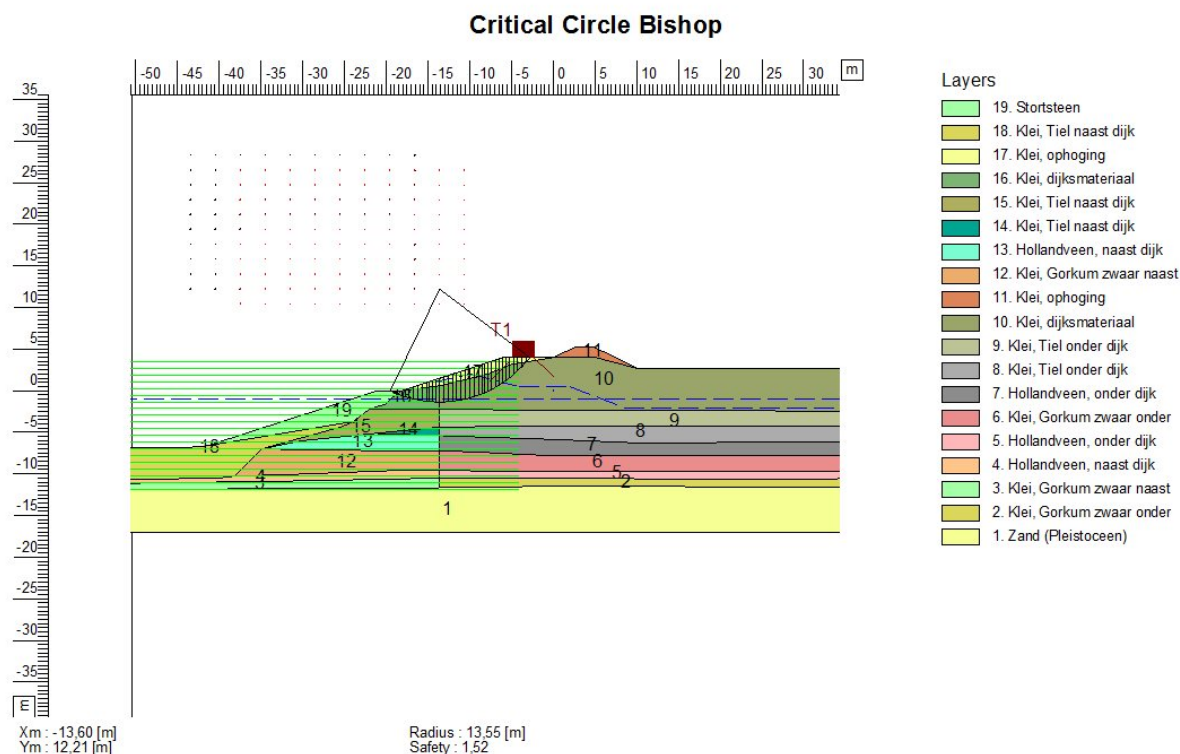
Bij de bestaande situatie (de groene dijk, figuur 5-1) is een stabiliteitsfactor 1,47 in de huidige situatie, bepaald. In hoofdstuk 4 wordt bepaald dat een ΣM_{sf} doorgaand bezwijken $\geq 1,52$ behaald moet worden.

Door iteratief te berekenen en uitgaande van een minimaal helling 1V: 3H wordt de hoeveelheid stortsteen bepaald.

Resultaat

Met behulp van D-Stability is een hoeveelheid stortsteen van circa 20 m³/m bepaald. Daarnaast is de verbreding van de waterkering afgewerkt met een helling 1V: 3H.

In figuur 13-1 is het resultaat van de berekening weergegeven.



Figuur 13-1. D-Geo Stability (dwarsprofiel 8, figuur 2-2)

13.4. Zetting

Door het aanbrengen van een stortsteenlaag wordt de korrelspanning in de huidige situatie verhoogd waardoor zetting zal optreden. De invloed van het stortsteen wordt in dit hoofdstuk onderzocht. Een gemiddelde ophoging van 1,5 m is aangehouden.

De zetting is bepaald met een gecombineerd formule van Buisman – Koppejan, welke luidt:

$$z = h \left(\frac{1}{C_p} + \frac{4}{C_s} \right) \ln \left(\frac{\sigma'_{v;z} + \Delta \sigma'_{v;z}}{\sigma'_{v;z}} \right)$$

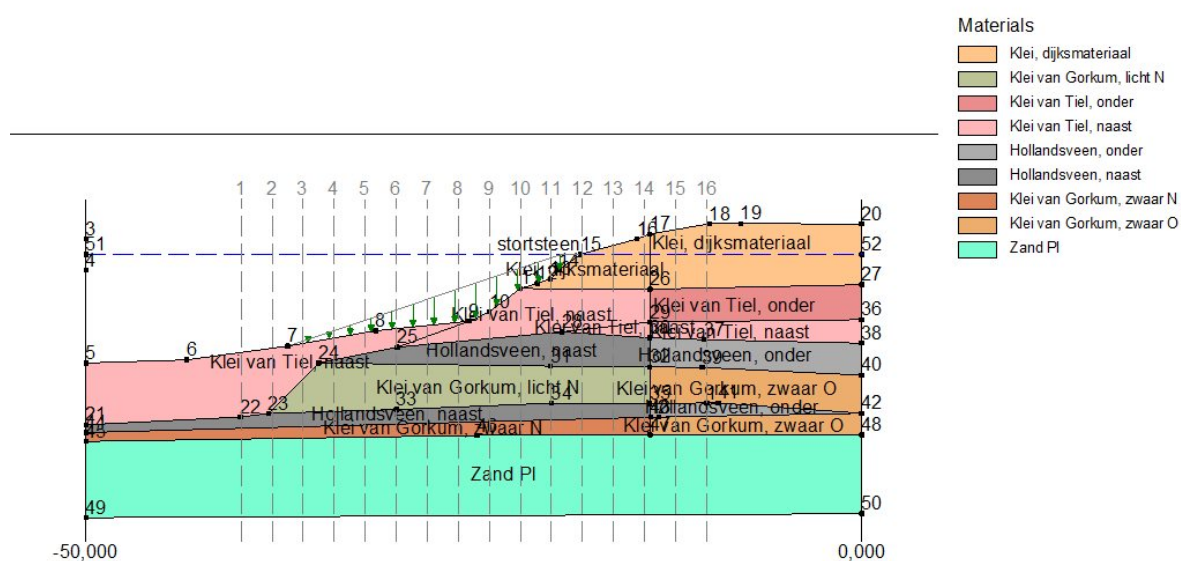
Waarbij:

- z = zetting [m]
- h = dikte van de samendrukbare laag [m]
- C_p = primaire samendrukkingscoëfficiënt
- C_s = secundaire samendrukkingscoëfficiënt
- σ'_{v;z} = initiële korrelspanning [kPa]
- Δ σ'_{v;z} = toename in korrelspanning [kPa]

Resultaat

Uitgaande van een consolidatietijd van 30 jaar is een maximale eindzetting 0,5 m bepaald. De resultaten van de berekening zijn samengevat in figuur 13-3. Dit resultaat moet worden beschouwd als zeer indicatief. In een vervolg fase dient aanvullend onderzoek (sonderingen uitvoeren vanaf het water) om het beeld van de ondergrond voldoende in beeld te brengen.

Input View



Figuur 13-2. Model D-Settlement

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	-40,00	0,00	-6,32	0,004
2	-38,00	0,00	-6,05	0,010
3	-36,00	0,00	-5,74	0,046
4	-34,00	0,00	-5,39	0,108
5	-32,00	0,00	-5,04	0,166
6	-30,00	0,00	-4,79	0,313
7	-28,00	0,00	-4,58	0,460
8	-26,00	0,00	-4,37	0,563
9	-24,00	0,00	-3,70	0,472
10	-22,00	0,00	-2,20	0,263
11	-20,00	0,00	-1,52	0,143
12	-18,00	0,00	0,05	0,044
13	-16,00	0,00	0,59	0,016
14	-14,00	0,00	1,19	0,006
15	-12,00	0,00	1,61	0,002
16	-10,00	0,00	1,95	0,001

Figuur 13-3. Eindzetting D-Settlement

Berekeningsresultaten

Het aanbrengen van stortsteen heeft consequenties, met name de berging en stroming van de rivier de Noord. Tevens moet de stabiliteit (lees: verwekingsrisico) van de geul nog onderzocht worden. Hierdoor zal aanvullende grondonderzoek vanaf het water uitgevoerd moeten worden.

Volgens tekening [9] is een stortsteenlaag aan het (onderwater)talud van de waterkering van 0,60 m dik aanwezig. Deze laag kan echter niet worden bevestigd omdat er geen sonderingen of boringen vanaf het water zijn uitgevoerd. Deze laag is derhalve niet in de berekening geschematiseerd. Dit is een conservatieve aanname. Indien stortsteen reeds aanwezig is, zal naar verwachting de zetting minder worden. In verband met stabiliteit zal het stortsteen de standveiligheid verbeteren.

Zoals vermeld zijn er geen sonderingen vanaf het water beschikbaar. Er is daarom gebruik gemaakt van de Fugro archief. In 2009 zijn een aantal sonderingen uitgevoerd vanaf het water t.b.v. aan afbouwsteiger. Deze sonderingen zijn circa 2 km ten noorden van het beoogde project, 20-30 meter vanaf het land uitgevoerd. Vanaf bodemniveau is een slappe laag aangetroffen waarbij de conus wegzakt. Dit is de zogenaamde sliblaag. Deze laag varieert tussen de 1 m en 2,5 m en bevat geen noemenswaardig eigenschappen en is derhalve verwaarloosbaar beschouwd. Onder deze laag bevindt zich een 8 meter dikke cohesieve (slappe) pakket. Vanaf circa NAP -14 m a NAP -15 m komt de Pleistoceen zandlaag voor.

Conclusie

De bodemopbouw is onzeker. In verband met standveiligheid is het zettingsgedrag van ondergeschikt belang. In het belang van de rivier profiel (stroming, berging) is het tevens ook van belang om het zettingsgedrag in beeld te brengen.

14. OVERIGE OPMERKINGEN/AANDACHTSPUNTEN

Ankers

- Door maaiveldzetting kunnen de spanningen door buiging in het anker hoog oplopen en zelfs tot breuk leiden. In een vervolg fase moet rekening worden gehouden met autonome zetting en toekomstig ophoging van de waterkering.
- Rekening houdend met een maaiveldzakking en zakkende grond op ankers wordt aanbevolen de ankerkoppen onder een hoek scharnieren damwand te worden bevestigd.
- Er is in dit advies geen rekening gehouden met corrosie van de ankerstaafdelen, ankerplaten, moeren et cetera. Deze onderdelen dienen in een vervolg fase te worden gedimensioneerd.
- In deze fase is uitval van ankers niet getoetst. In de volgende fase dient de herverdelingscapaciteit van de grondkering te worden gecontroleerd.
- Bij het toepassen van groutankers moet over de gehele lengte worden voorzien van een dubbele corrosie bescherming.
- Het aanbrengen van ankers in een waterkering kan het risico op piping verhogen. Er zijn beheersmaatregelen mogelijk. Dit zal uiteraard meerkosten met zich mee brengen.
- Toetsing van de grondmechanische houdkracht van de ankers de volgende fase bepalen.

Overige aspecten

- Damwanden kunnen de waterhuishouding in de dijk (verdroging) beïnvloeden. Dit aspect moet in de vervolgende fase onderzocht worden.
- Conditionering. In deze fase is er geen rekening gehouden met de ligging van kabels en leidingen. Aanbevolen wordt in de volgende fase de ligging van kabels en leidingen te inventariseren en te beoordelen of omlegging noodzakelijk is.
- Er is uitgaande van een representatieve bodemopbouw ten behoeve de dimensionering van het damwandprofiel. Ter hoogte van DKM4 en DKM5 is de Pleistoceen zandlaag dieper aangetroffen, op NAP -15 m. Met eventuele aanvullend onderzoek en rekening houden met deze lokale dieper gelegen zandlaag wordt aanbevolen uit te gaan van twee doorsneden. Hierdoor kan de damwandlengte per locatie worden geoptimaliseerd.
- Monitoring. Aanbevolen tijdens installatie de omgeving en bebouwing te monitoren. Monitoring methodes zijn vastgelegd in de SBR A (schade op gebouwen) en eventueel hinder voor personen in SBR B.

Aanvullend geotechnisch en geohydrologisch onderzoek, inmetingen

- De huidige informatie over de bodemopbouw, grondwaterstand en stijghoogte wordt onvoldoende geacht. Met aanvullend geotechnisch en geohydrologisch onderzoek kan het stabiliteitsmodel met een grotere zekerheid geschematiseerd worden
- Aanbevolen twee aanvullende rijen sonderingen, aan de buiten- en binnenzijde van de kruin waterkering, in de langsrichting van de waterkering te laten uitvoeren.
- De aanwezigheid van mijnsteen vormt een belangrijk uitgangspunt voor niet alleen standzekerheid maar kan ook een belangrijk risico vormen voor het uitvoering/aanbrengen van damwandplanken. In het vervolg fase wordt aangeraden om aanvullende boringen en laboratoriumproeven uit te voeren om deze eigenschappen te kwantificeren. Om de locatie van de mijnsteen duidelijk in beeld te brengen, kan worden overwogen geofysische metingen uit te voeren.

- De beschikbaar gestelde dwarsprofielen zijn van mei 2013 [9]. Er kan niet worden uitgesloten dat het profiel is gewijzigd door vervorming (zetting), erosie of onderhoud. Derhalve wordt aanbevolen minimaal drie dwarsprofielen opnieuw te laten inmeten voor het definitieve ontwerp.

Schematiseringsfactor

- Met betrekking tot de schematiseringsfactor is een factor 1,3 in dit advies aangehouden. Door aanvullend grondonderzoek, laboratoriumonderzoek, inmeten van dwarsprofielen en een analyse met betrekking tot verloop grondwaterstand kan een gevoeligheidsanalyse worden uitgevoerd met doel deze factor te verlagen.

Mechanismes

In aanvulling op de beschouwing van buitenwaartse macrostabiliteit (diep afschuifvlak) moeten de volgende aspecten nog beschouwd worden:

Golfoverslag.

- Overslag is water dat bij hoge waterstand ten gevolg van golven over de kruin van de waterkering kan overslaan. Het water kan dan in het grondlichaam infiltreren wat kan leiden tot afschuiving. Hierdoor moet men rekening houden met overslag en overloop met betrekking tot het fietspad en beoogde ophoging.

Microstabiliteit.

- Bij microstabiliteit kan plaatselijke instabiliteit leiden tot bezwijken van de waterkering. Hierdoor moet de binnen – en buitentaludbekleding sterk genoeg zijn om de (hydraulische) belastingen te kunnen weerstaan.

Binnenwaartse stabiliteit

- In aanvulling op de analyse over de buitenwaartse stabiliteit moet ook de binnenwaartse stabiliteit (voorland) beschouwd worden (o.a. zettingsvloeiing (mijnsteen), erosie en afschuiving).

Stortsteen

De aanbreng van stortsteen heeft consequenties, met name de berging en stroming van de rivier de Noord. Tevens moet de stabiliteit (lees: verweking) van de geul nog onderzocht worden. Hierdoor zal aanvullende grondonderzoek vanaf het water uitgevoerd moeten worden. Aanbevolen wordt om eerst met Rijkswaterstaat af te stemmen of deze variant, en onder welke voorwaarden toegepast mag worden.

Ontwerp fietspad

De ontwerpdetails van het fietspad, bijvoorbeeld verharding, (sociaal)veiligheid, verlichting, (inclusief aanleggen van energievoorziening) en waterhuishouding van het fietspad zijn buiten beschouwing gelaten.

15. CONCLUSIE

De gemeente Alblasterdam heeft het voornemen een fietspad achter de woningen, op de waterkering ter hoogte van Oost Kinderdijk 48 t/m 66, aan te leggen. Het bestaande fietspad wordt circa 200 m doorgetrokken in verband met de verkeersveiligheid. Op de kruin van de huidige dijk zal een verhoging worden gerealiseerd tussen het aan te leggen fietspad en de woningen zodat bewoners uit het zicht komen te zitten. Voor de praktische aanleg van het fietspad is ook een klein verbreding gepland.

Op basis van de geleverde informatie voldoet de waterkering in de huidige situatie (de groene dijk). Vervolgens is de groene dijk aangepast met een verbreding en ophoging. Met deze beoogde aanpassing voldoet de waterkering niet meer aan de veiligheidseis. Uit deze toetsing kan worden geconcludeerd dat een stabiliteitsscherm (aan het buitentalud) noodzakelijk is t.b.v. waterveiligheid. In deze rapportage zijn twee types stabiliteitsscherm onderzocht (niveau voorontwerp): een kerend element met verankering en een element zonder verankering, een zogenaamde combiwand.

In aanvulling van deze twee varianten wordt ook een stortsteen oplossing onderzocht.

Constructieve variant met verankering

Een damwandprofiel AZ26-700N met staalkwaliteit S390 is bepaald. Omdat het stabiliteitsscherm dient te worden getoetst met een restprofiel, ofwel een situatie waarbij de buitenzijde gedeeltelijk afschuift, zal het stabiliteitsscherm verankerd moeten worden. Type GEWI 57,5TR ankers met hart op hart afstand 2,8 m en circa 10 m lang groutlichaam voldoen. Rekening houdend met het verticaal evenwicht van de damwandplanken is een inbeddingsdiepte van enkele meters in de Pleistoceen zandlaag noodzakelijk waarbij een damwandlengte van 20 m lang is bepaald. De zandlaag bevindt zich tussen de NAP -11 m en NAP -15 m derhalve zijn lange ankers noodzakelijk, circa 35 meter (inclusieve groutlichaam).

Daarnaast is de invloed van de installatiewerkzaamheden, uitgaande van hoogfrequent trillen, onderzocht. Dit betreft een trillingsprognose betreffende risico van schade op de woningen in de omgeving en invloed van trilling op de stabiliteit van het talud. Volgens berekening wordt verwacht dat de uitvoeringsstabiliteit gewaarborgd zal blijven maar het risico van schade aan de woningen binnen en 35 meter straal van de trillingsbron is aanwezig.

Met betrekking tot de beheersmaatregelen kan gedacht worden aan het toepassen van smeermiddelen of het overstappen op het drukkend installeren van de planken.

Constructieve variant zonder verankering

Een combiwand met buisdiameter 1320 mm, met staaldikte 24 mm, lengte 28 m in combinatie met tussenplanken AZ18-700 (S355) is bepaald. Omdat de tussenplanken dienen uitsluitend de grond en waterdruk aan de primaire elementen over te dragen zijn de planken hierdoor korter dan het buiselement. In deze fase wordt van uit gegaan dat de tussenplanken tot de zandlaag wordt doorgezet. Hierdoor moet er rekening worden gehouden met een gemiddelde lengte van 17 á 18 m voor de tussenplanken.

De invloed van deze installatiewerkzaamheden is ook onderzocht uitgaande van hoogfrequent trillen. Met betrekking tot risico van schade op de woningen wordt een groter

invloedstraal bepaald waardoor de bebouwing meer trilling/meer risico zal ondervinden. Tevens is een uitvoeringsstabiliteit van bepaald (ca $F=0,90$) hetgeen kleiner is dan de uitvoeringseis van $F=1,0$. Door de buizen aan te brengen met behulp van pulsen, of een combinatie van pulsen en trillen wordt verwacht dat de trilling tot een aanvaardbaar niveau kunnen worden teruggebracht.

In alle gevallen wordt geadviseerd de trillingsversnellingen, wateroverspanningen en vervormingen tijdens de werkzaamheden te monitoren. Hiertoe dient een monitoringsplan met beheersmaatregelen te worden opgesteld.

Opmerkelijk is de aanwezigheid van mijnsteen in de waterkering. Tijdens sondeerwerkzaamheden (2015) is er geen bijzondere weerstand tijdens uitvoering waargenomen. In alle sonderingen, circa 2-3 m beneden maaiveld, is echter een grondlaag met variërende dikte (tussen enkel decimeters tot 2 meters) met conusweerstand boven de 10 MPa aangetroffen. Dit betreft waarschijnlijk de mijnsteenlaag. Om de risico's verder te inventariseren en te beheersen zal aanvullende onderzoek nodig zijn.

In deze berekeningen is het effect van aanwezige mijnsteen niet beschouwd: dit vormt een installatierisico.

Het ontwerp kan in een volgende fase worden geoptimaliseerd. Dat wil zeggen dat gezien de onduidelijkheid over het freatisch grondwaterverloop, waterspanning, en eigenschappen van de mijnsteen lagen, een hoge schematiseringsfactor is aangehouden. Met aanvullend onderzoek en duidelijkheid over de bodemopbouw en geohydrologische aspecten zou deze factor verlaagd kunnen worden. Dit kan leiden tot een waarschijnlijk lichtere constructieve oplossing.

Samenvattend zijn de volgende constructieve elementen bepaald (niveau voorontwerp):

Dimensionering constructieve elementen met anker

Damwand. AZ26-700N S390, lang 20 m (bovenkant NAP +4 m, onderkant NAP -16 m)

Verankering. Anker GEWI 57,5TR hart op hart 2,8m, groutlichaam 10 meter lang vanaf NAP -15 m. Voorspanning 150 kN met aanbreng anker.

Trillend aanbrengen. Trillingsversnellingen, wateroverspanningen en vervormingen tijdens de werkzaamheden monitoren

Dimensionering constructieve elementen zonder anker

Hoofdelement: Stalenbuis met diameter 1320 mm, dik 24 mm, lang 28 meter, staalkwaliteit S355.

Tussenplanken AZ18-700 (S355), lengte 18 meter.

Buizen aanbrengen in combinatie met trillen en pulsen. Tussenwanden trillend aanbrengen. Trillingsversnellingen, wateroverspanningen en vervormingen tijdens de werkzaamheden monitoren

Eventuele extra voorzieningen voor kabels en leidingen zijn in dit onderzoek nog niet beschouwd.

Stortsteen

Een kansrijke en duurzame variant betreft de stabiliteit van de groene dijk instand te houden met stortsteen. Door de beoogde verbreding en ophoging is de aandrijvende kracht verhoogd waardoor de stabiliteit niet meer voldoet aan de waterveiligheidseis. Indien de weerstand wordt compenseert, door bijvoorbeeld stortsteen aan de teen van het buitentalud aan te brengen, kan de stabiliteit van de "groen dijk" geborgd worden.

Uitgaande van een helling 1V:3H is circa 20 m³/m stortsteen (gewicht 18/20 kNm³) bepaald. Met deze hoeveelheid stortsteen wordt een stabiliteitsfactor $F=1,52$ bepaald. Tevens wordt de verbreding van de beoogde fietspad afgewerkte met een helling 1:3.

Daarnaast is het zettingsgedrag onderzocht. Uitgaande van een zettingstijd van 30 jaar is een maximale eindzetting van circa 0,5 m bepaald. De resultaten moet echter als indicatief worden beschouwd gezien er geen sonderingen vanaf het water beschikbaar zijn gesteld. Volgens het leggerprofiel is een stortsteenlaag van 0,6 m aanwezig. Veiligheidshalve is deze laag niet in de berekening meegenomen. Hoewel het aanwezige stortsteen gunstig is voor het zettingsgedrag kan er ook niet worden uitgesloten dat de waterbodem een minder gunstige bodemopbouw betreft waardoor meer zetting zal optreden. In iedere geval zal een extra laag stortsteen gunstig zijn voor de standzekerheid van de waterkering.

Aandachtspunt vormen de zettingen als gevolg van het stortsteen/aanvulling en effect om nabijgelegen panden.

Op basis van de huidige gegevens kan er nog geen betrouwbare uitspraak over de stabiliteit en zettingsgedrag van de geul gemaakt worden. Voor deze uitspraak is aanvullend onderzoek (een 4-tal sonderingen) vanaf het water noodzakelijk.

Let op: Deze variant heeft echter de consequentie dat het doorstroomprofiel en berging van de rivier de Noord aangepast zal worden. Heirdoor is het van belang met de Rijkswaterstaat af te stemmen of deze variant, en onder welke voorwaarden toegepast mag worden.

Samenvatting dimensionering stortsteen:

Circa 20 m ³ /m stortsteen aanbrengen op de teen bestaande waterkering met helling 1V:3H (gewicht 18/20 kNm ³) bepaald. Beoogd fietspad afwerken met helling 1:3.
--

Bijlage 1

Grondonderzoek

RAPPORTAGE

GEOTECHNISCH VELDWERK
betreffende

**AANLEG FIETSPAD
OOST-KINDERDIJK 48-66
TE ALBLASSERDAM**

Opdrachtnummer: 9015-0290-000

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	5 augustus 2015		PHS

FILE: 9015-0290-000_21.KRV01.doc

RAPPORTAGE GEOTECHNISCH VELDWERK

Project	Aanleg fietspad Oost-Kinderdijk 48-66 te Alblasserdam	Opdrachtnummer	9015-0290-000
Opdrachtgever	Gemeente Alblasserdam Afdeling Civiel & Bouw Postbus 2 2950 AA ALBLASSERDAM	Datum rapportage	5 augustus 2015
		Uitvoeringsperiode	3 augustus 2015
Opgesteld door	F. de Valk		
Gecontroleerd door	B. Bosman		
Projectleider	drs. P.H.A. van Steenoven		
Documentnaam	9015-0290-000_21.KR01		

Deze rapportage bevat de resultaten van het geotechnisch veldwerk dat ten behoeve van bovengenoemd project door Fugro GeoServices B.V. is uitgevoerd. De gerapporteerde resultaten van dit onderzoek mogen slechts worden gehanteerd voor het doel zoals in de opdracht is beschreven.

Tot deze rapportage behoren de volgende bijlagen:

- Situatietekening
- Sonderingen
- Continu Elektrisch Sonderen
- Legenda Terreinproeven en Grondsoorten

1. GEOTECHNISCH VELDWERK

Het geotechnisch veldwerk voor dit project heeft bestaan uit 5 sonderingen met meting van de plaatselijke wrijvingsweerstand

Voor een verklaring van de op de situatietekening gebruikte tekens en symbolen wordt verwezen naar de bijlage "Legenda Terreinproeven en Grondsoorten".

2. COORDINATEN EN HOOGTE VAN ONDERZOEKSPUNTEN

De hoogte en de coördinaten van de onderzoekslocaties zijn bepaald in NAP en RD. De maximale afwijking van de meting van de coördinaten bedraagt 10 cm, de maximale afwijking van de meting van de hoogte bedraagt 5 cm.

De bijgevoegde situatietekening is gebruikt voor het aangeven van de onderzoekslocaties.

De hoogtebepaling van de onderzoekslocaties is uitgevoerd met als doel de bodemopbouw te refereren aan een vaste referentiehoogte. Deze gegevens zijn niet geschikt voor andere doeleinden dan dit onderzoek.

3. SONDEREN

Het sonderen is uitgevoerd conform de vigerende richtlijnen en de NEN-EN-ISO 22476-1. Een beschrijving van de gevolgde meet- en registratiemethode is gegeven in de bijlage "Continu Elektrisch Sonderen".

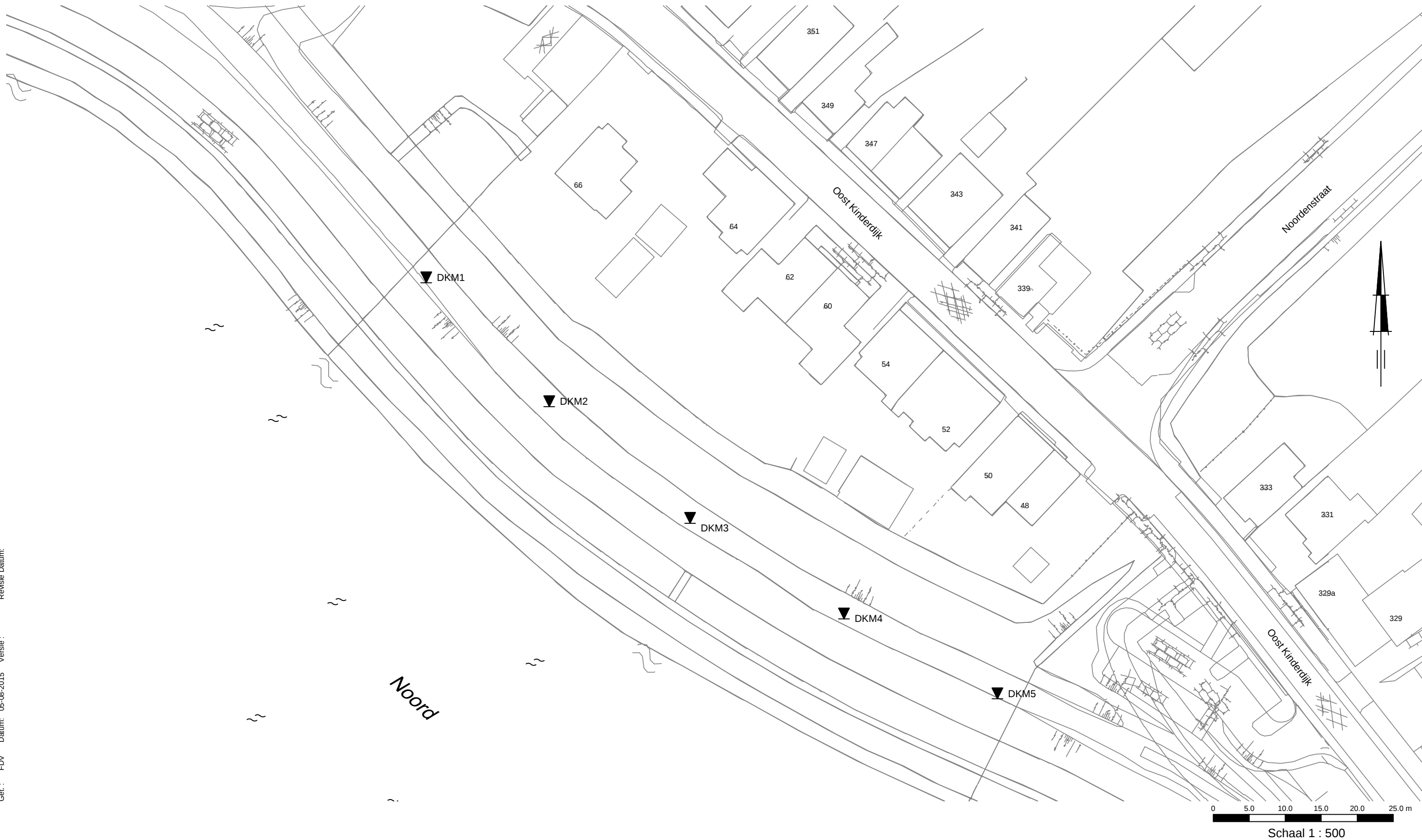
Wanneer de sonderingen gebruikt worden voor de toetsing van geotechnische constructies dient de aard en omvang van het grondonderzoek te voldoen aan 3.2.3 van NEN 9997-1.

4. GRONDWATERSTAND

Tijdens de uitvoering van het onderzoek is de grondwaterstand niet gepeild.

5. KWALITEITSBORGING

Alle werkzaamheden zijn verricht in overeenstemming met het managementsysteem van Fugro GeoServices B.V. dat voldoet aan de NEN-ISO 9001:2008 en VCA ** 2008/05.



SITUATIE

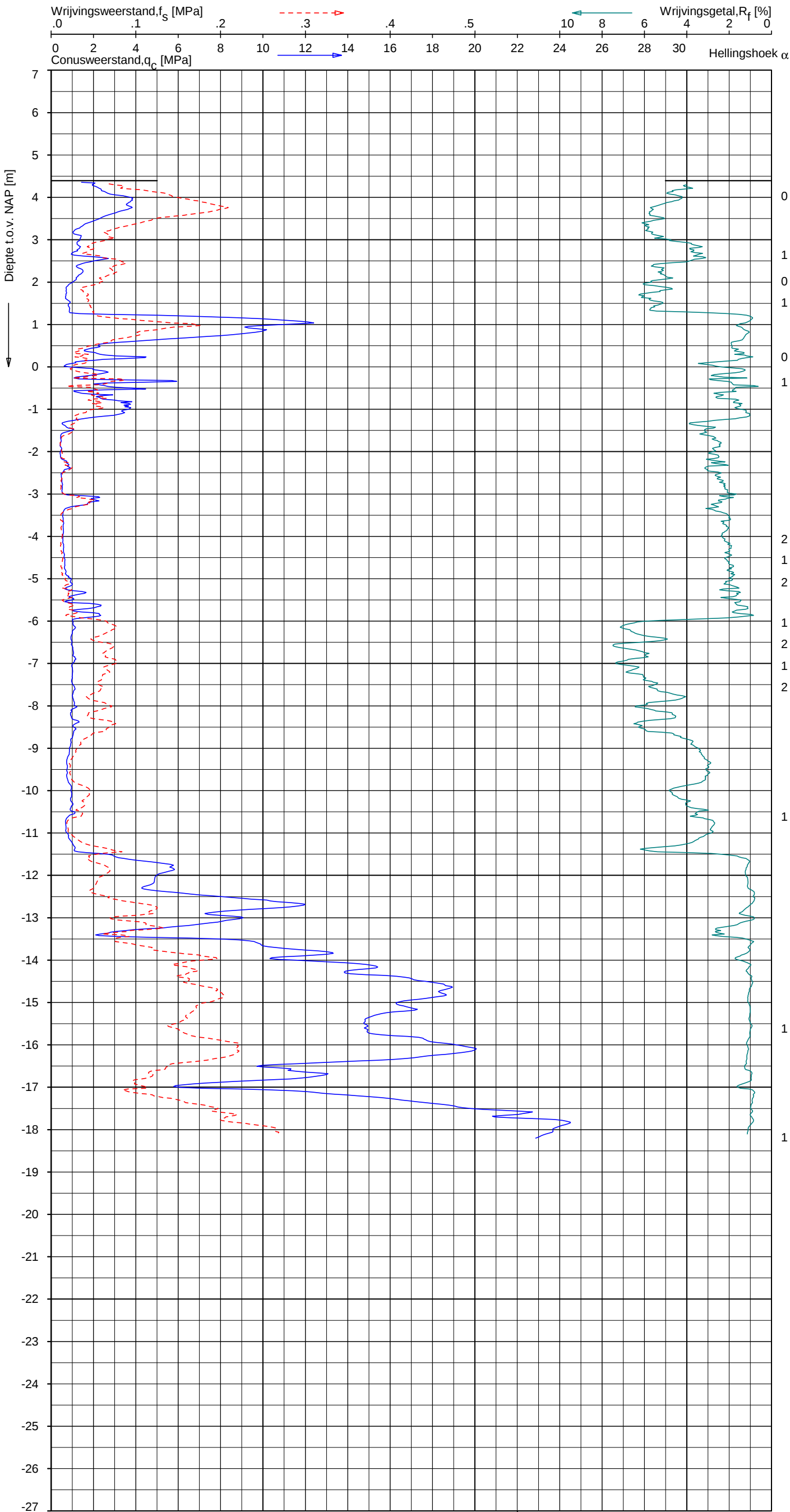
AANLEG FIETSPAD OOST-KINDERDIJK 48-66 TE ALBLASSERDAM

Opdr. : 9015-0290-000
Bijl. : 1

UNIPLOT 05.29.nl / QcFClass-R3.cmd / 2015-08-05 15:57:31

9015-0290-000

DKM1 - 1



Indicatieve bodembeschrijving
Automatisch gegenereerd uit data
van de sondering, geldig onder
grondwaterpeil (Robertson 1990, NL corr.)



Opg. : MDG d.d. 03-aug-2015 Coord.: X=103395.6 m Y= 431551.3 m Systeem: RD Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1
Get. : VALKF d.d. 05-aug-2015 MV = NAP +4.40 m Conus: CP15-CF75SN2 1701-2580 Toepassingsklasse 2. Test type TE1
Conustype: A_c = 1510 mm²; A_s = 19895 mm²



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

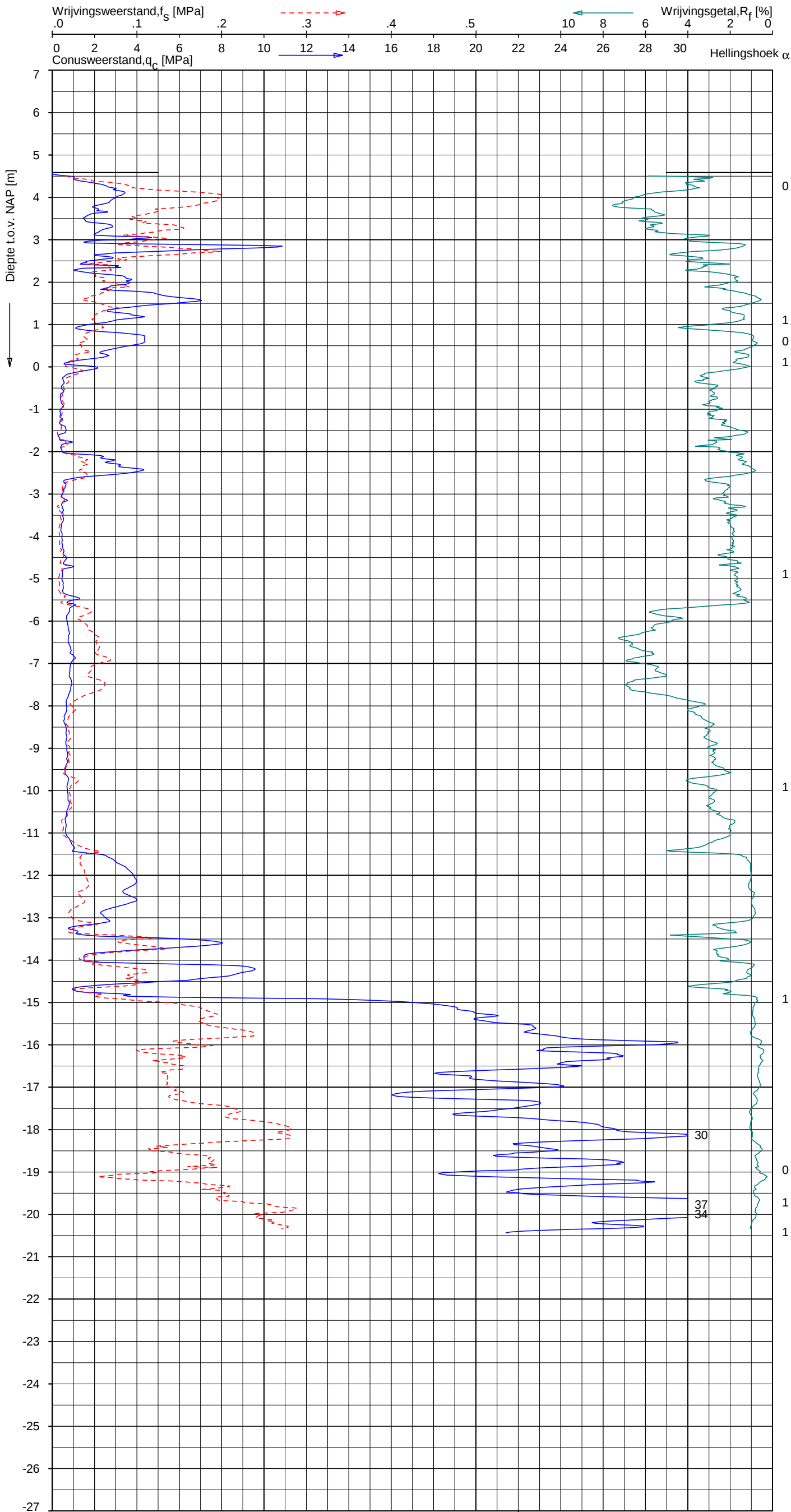
AANLEG FIETSPAD OOST-KINDERDIJK 48-66 TE ALBLASSERDAM

Opdr. 9015-0290-000
Sond. DKM1

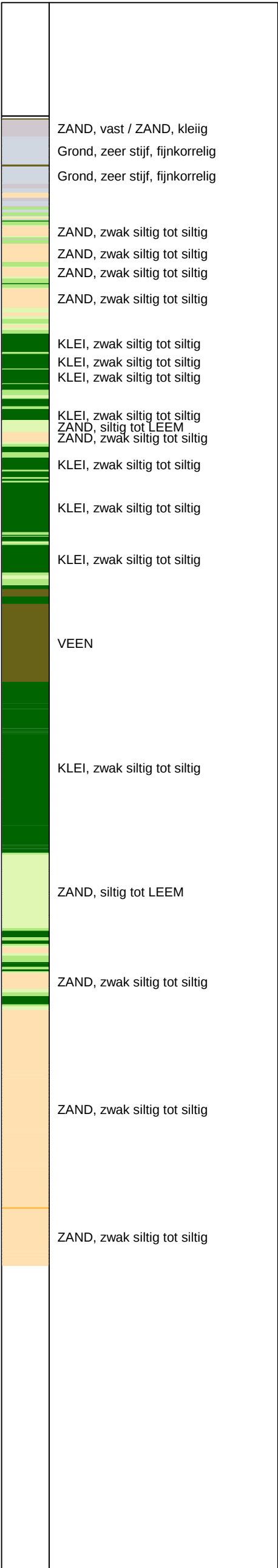
UNIPLOT 05.29.nl / QcFClass-R3.cmd / 2015-08-05 15:57:34

9015-0290-000

DKM2 - 1



Indicatieve bodembeschrijving
Automatisch gegenereerd uit data
van de sondering, geldig onder
grondwaterpeil (Robertson 1990, NL corr.)



Opg. : MDG d.d. 03-aug-2015 Coord.: X=103412.6 m Y= 431534.1 m Systeem: RD Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1
Get. : VALKF d.d. 05-aug-2015 MV = NAP +4.59 m Conus: CP15-CF75SN2 1701-2580 Toepassingsklasse 2. Test type TE1
Conustype: $A_c = 1510 \text{ mm}^2$; $A_s = 19895 \text{ mm}^2$



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

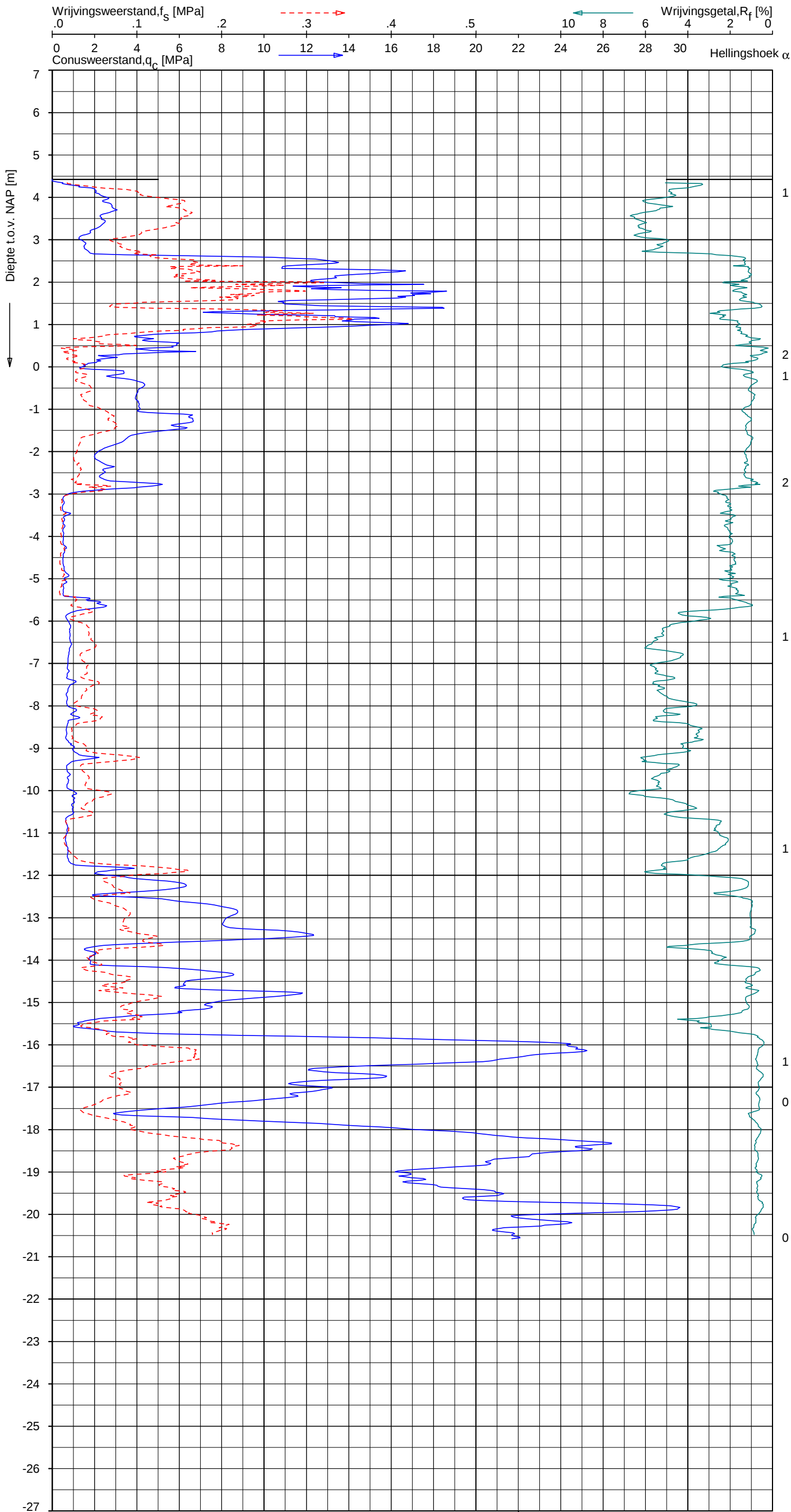
AANLEG FIETSPAD OOST-KINDERDIJK 48-66 TE ALBLASSERDAM

Opdr. 9015-0290-000
Sond. DKM2

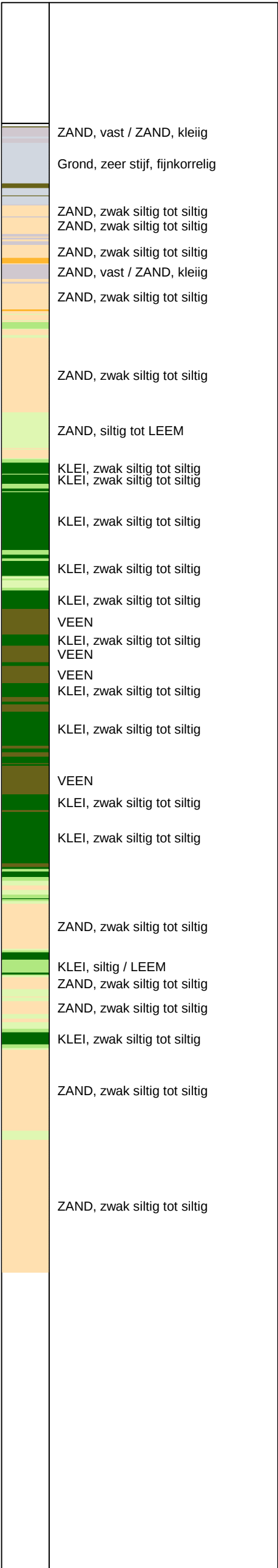
UNIPLOT 05.29.nl / QcFClass-R3.cmd / 2015-08-05 15:57:37

9015-0290-000

DKM3 - 1



Indicatieve bodembeschrijving
Automatisch gegenereerd uit data
van de sondering, geldig onder
grondwaterpeil (Robertson 1990, NL corr.)



Opg. : MDG d.d. 03-aug-2015 Coord.: X=103432.2 m Y= 431517.9 m Systeem: RD Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1
Get. : VALKF d.d. 05-aug-2015 MV = NAP +4.42 m Conus: CP15-CF75SN2 1701-2580 Toepassingsklasse 2. Test type TE1
Conustype: A_c = 1510 mm²; A_s = 19895 mm²



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

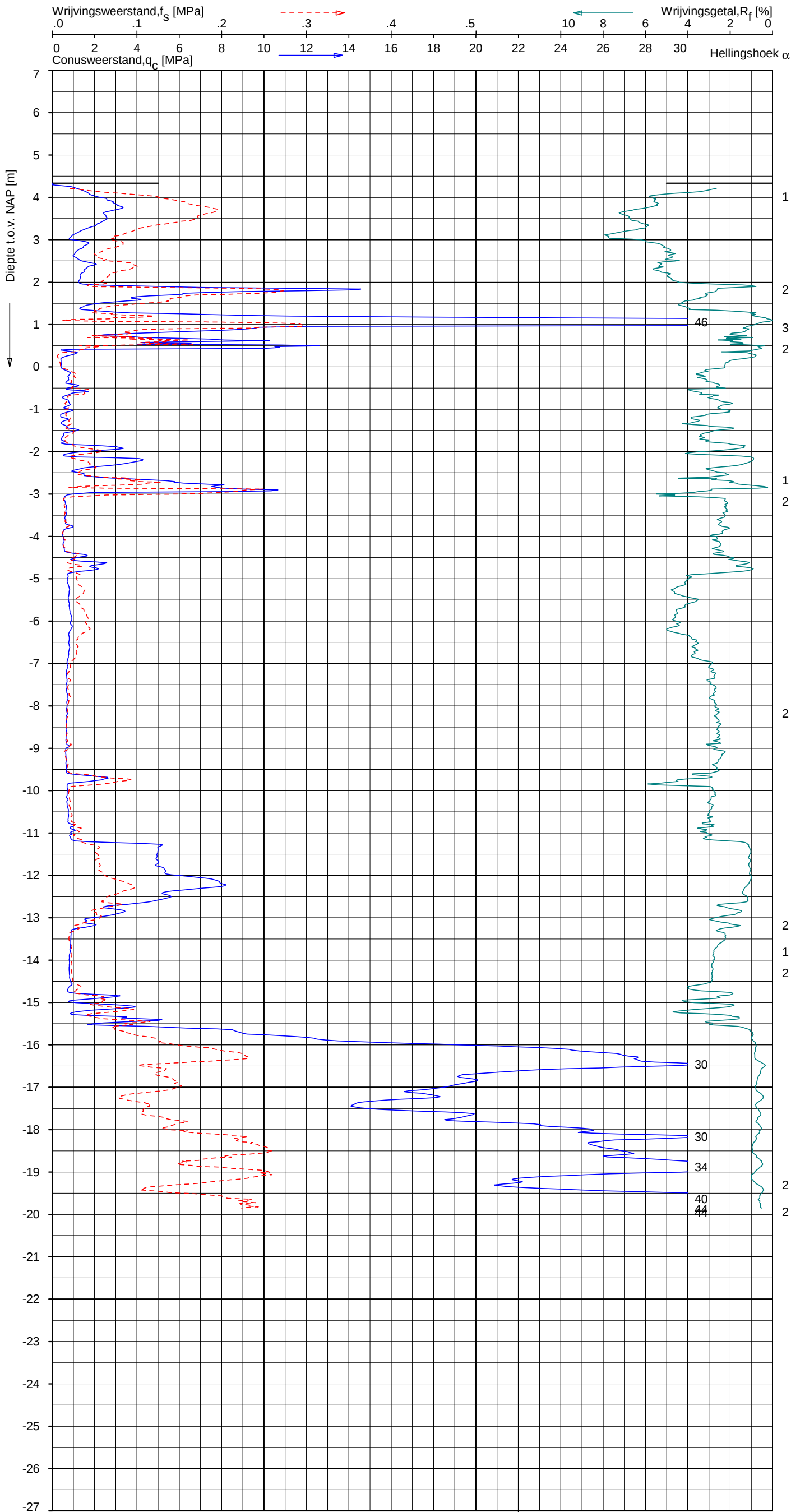
AANLEG FIETSPAD OOST-KINDERDIJK 48-66 TE ALBLASSERDAM

Opdr. 9015-0290-000
Sond. DKM3

UNIPLOT 05.29.nl / QcFClass-R3.cmd / 2015-08-05 15:57:39

9015-0290-000

DKM4 - 1



Indicatieve bodembeschrijving
Automatisch gegenereerd uit data
van de sondering, geldig onder
grondwaterpeil (Robertson 1990, NL corr.)



Opg. : MDG d.d. 03-aug-2015 Coord.: X=103453.6 m Y= 431504.6 m Systeem: RD Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1
Get. : VALKF d.d. 05-aug-2015 MV = NAP +4.33 m Conus: CP15-CF75SN2 1701-2580 Toepassingsklasse 2. Test type TE1
Conustype: $A_c = 1510 \text{ mm}^2$; $A_s = 19895 \text{ mm}^2$

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

AANLEG FIETSPAD OOST-KINDERDIJK 48-66 TE ALBLASSERDAM

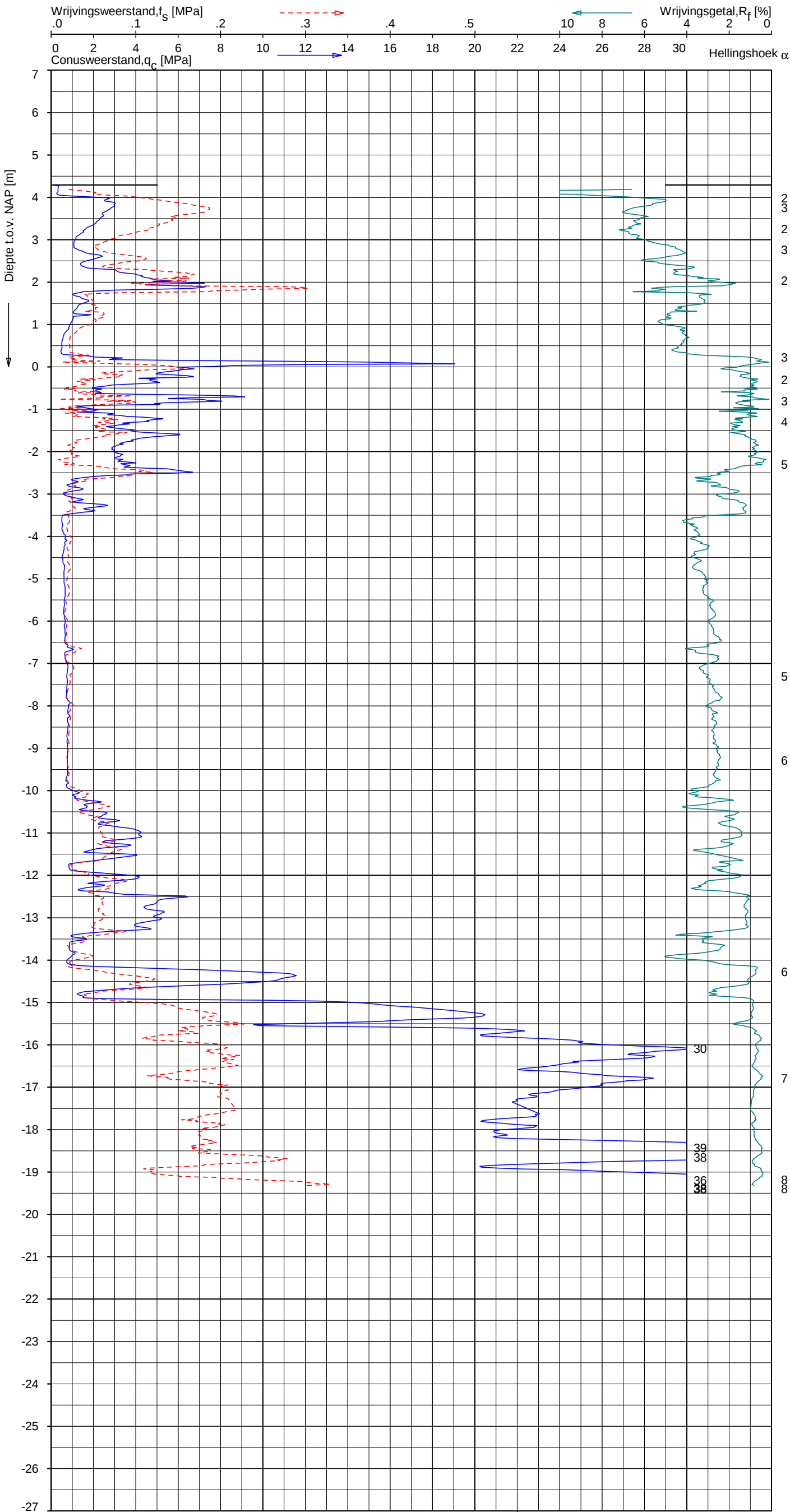
Opdr. 9015-0290-000
Sond. DKM4



UNIPLOT 05.29.nl / QcFClass-R3.cmd / 2015-08-05 15:57:42

9015-0290-000

DKM5 - 1



Meettechniek

De standaard bij Fugro toegepaste conus is de “elektrische kleefmantelconus”, waarmee de conusweerstand, de plaatselijke wrijvingsweerstand en de helling gelijktijdig worden gemeten. Sinds februari 2013 is de nieuwe norm *NEN-EN-ISO 22476-1:2012/C1:2013 Geotechnisch onderzoek en beproeving - Veldproeven - Deel 1: Elektrische sondering met en zonder waterspanningsmeting* van toepassing als vervanging van NEN 5140, die is terug getrokken. In NEN 9997-1 wordt echter nog wel verwezen naar NEN 5140.

Bij het uitvoeren van een sondering conform *NEN-EN-ISO 22476-1:2012/C1:2013* wordt de puntweerstand gemeten, die moet worden overwonnen om een conus met een tophoek van 60° en een basisoppervlak van 1000 mm^2 met een constante snelheid van ca 20 mm/s in de bodem te drukken. Voor de meting van de wrijvingsweerstand is een mantel met een oppervlak van 15000 mm^2 boven de punt aangebracht. De druk op de conuspunt (conusweerstand in MPa) en de wrijving langs de kleefmantel (plaatselijke wrijvingsweerstand in MPa) worden door rekstroken in de conus continu digitaal gemeten. Volgens *NEN-EN-ISO 22476-1* mag het basisoppervlak van de conus tussen 500 en 2000 mm^2 variëren zonder dat correctiefactoren op de meetresultaten moeten worden toegepast. Fugro sonderingen worden standaard uitgevoerd met een sondeerconus met een basisoppervlak van 1500 mm^2 en een manteloppervlak van 20000 mm^2 .

Veelal wordt gebruik gemaakt van een conus met een korter cilindrisch deel boven de conuspunt dan in *NEN-EN-ISO 22476-1* vermelde 400 mm voor een standaard conus. Het cilindrische deel vanaf de conuspunt van de standaard door Fugro gebruikte conussen een lengte heeft van 230 mm in plaats van de genormeerde lengte. Onderzoek¹⁾ heeft aangetoond, dat de invloed van de lengte van deze conus op het sondeerresultaat verwaarloosbaar is, terwijl met een kortere conus met minder risico een grotere sondeerdiepte kan worden bereikt.

De meetsignalen worden digitaal naar een elektrische meeteenheid gestuurd en samen met de diepte en de tijd opgeslagen. Definitieve verwerking vindt daarna op kantoor plaats, waarbij de gemeten parameters tegen de diepte in grafiekvorm worden uitgewerkt. Door continue registratie van de gemeten conus- en wrijvingsweerstand wordt een nauwkeurig beeld van de gelaagdheid en de vastheid van de bodem verkregen.

Afwijking van de conus met de verticaal worden continu geregistreerd, waarmee bij de uitwerking de diepte wordt gecorrigeerd en zo een onjuiste diepte-aanduiding als gevolg van “scheef sonderen” wordt voorkomen.

Interpretatie van de sonderingen met plaatselijke wrijvingsweerstand

Meting van zowel de conusweerstand q_c als de plaatselijke wrijvingsweerstand f_s maakt het mogelijk het wrijvingsgetal R_f te berekenen. Het wrijvingsgetal wordt gedefinieerd als het quotiënt van de plaatselijke wrijving en de op gelijke diepte gemeten conusweerstand in procenten. Hierbij wordt rekening gehouden met laagscheidingen ter hoogte van de mantel.

Het wrijvingsgetal R_f geeft samen met de conusweerstand q_c een goed beeld van de bodemopbouw *beneden* de grondwaterspiegel. In de onderstaande tabel zijn enige kenmerkende waarden van het wrijvingsgetal aangegeven. *Met nadruk dient te worden gesteld dat deze waarden slechts indicatief zijn en getoetst dienen te worden aan boringen of lokale ervaring en uitsluitend gelden voor de cilindrische elektrische conus.*

grondsoort	wrijvingsgetal in %	grondsoort	Wrijvingsgetal in %
Grind, grof zand	0,2 – 0,6	Klei	3,0 – 5,0
Zand	0,6 – 1,2	Potklei	5,0 – 7,0
Silt, leem, löss	1,2 – 4,0	Veen	5,0 – 10,0

In geroerde grond en in grond boven de grondwaterspiegel kunnen grote afwijkingen ten opzichte van de genoemde waarden voorkomen en gelden deze waarden niet.

¹⁾ Lunne en Powell, A comparison of different sized piezocones in UK clays.

Presentatie sondeergegevens

Sonderingen kunnen worden uitgewerkt met interpretatie van het wrijvingsgetal voor identificatie van de bodemlagen. De identificatie van de bodemlagen is dan uitgevoerd volgens Robertson [1990]², die door Fugro is aangepast aan de Nederlandse omstandigheden. Bij deze interpretatie wordt uitgegaan van de genormaliseerde waarden van de conusweerstand nQ_c en wrijvingsgetal nR_f als ingangsparameters.

De genormaliseerde waarden van de conusweerstand nQ_c en wrijvingsgetal nR_f worden berekend, uit de gemeten wrijvingsweerstand f_s en conusweerstand q_c , indien mogelijk gecorrigeerd voor de waterspanning en de verticale effectieve - en totale grondspanning volgens de onderstaande formules.

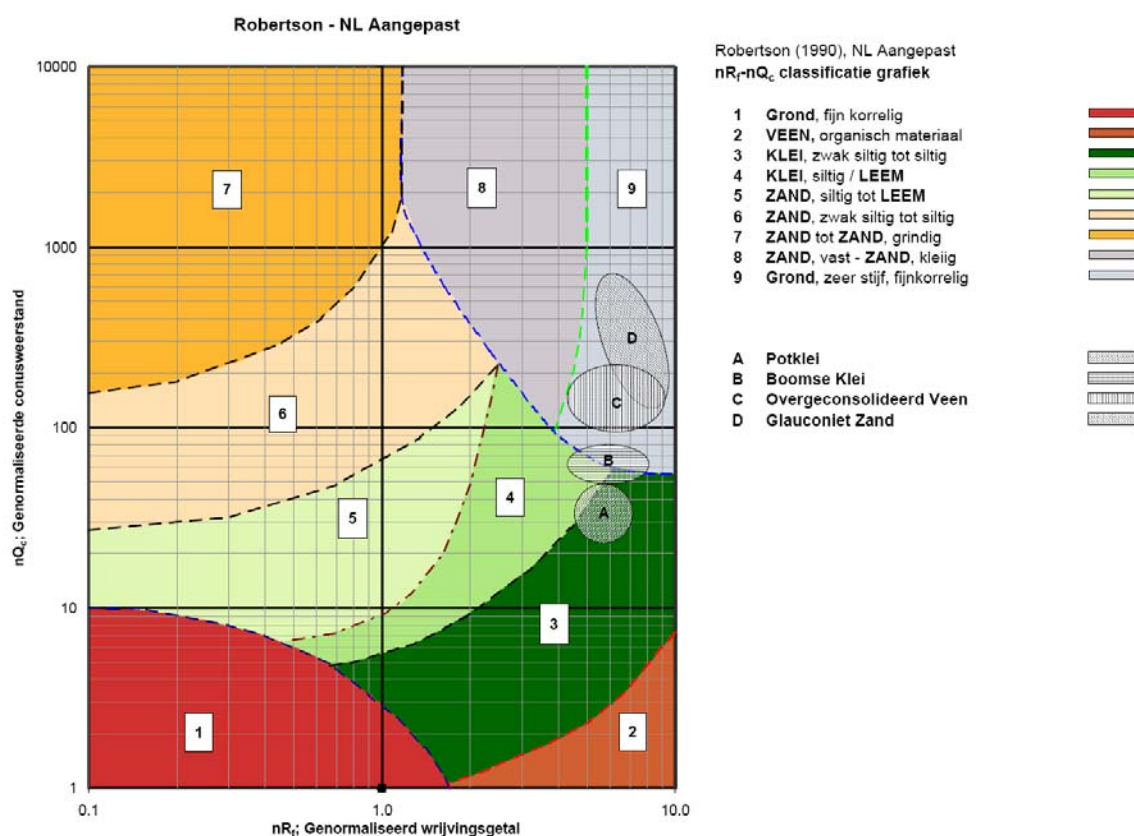
Genormaliseerde conusweerstand:
$$nQ_c = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

Genormaliseerd wrijvingsgetal:
$$nR_f = \frac{100 \cdot f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$$

In geval er geen waterspanning is gemeten, wordt voor q_t de waarde van q_c gebruikt.

Voor de grondsoorten, die specifiek zijn voor de Nederlandse ondergrond condities, zijn in de Bodem Classificatiegrafiek van Robertson [1990] twee aanpassingen gedaan om de Nederlandse situatie beter te beschrijven:

- Gebieden 4 en 5 zijn anders ingedeeld, zodat losgepakte zanden en ondiepe kleilagen beter worden geïnterpreteerd. Deze aanpassingen zijn in onderstaande figuur weergegeven.
- Bovendien is een extra voorwaarde ingebracht om Holocene veenlagen goed te kunnen classificeren. Voor $q_c < 1,5$ MPa en $R_f > 5$ % wordt de grond als veen geclassificeerd.



Voor een aantal specifieke grondtypen, zoals bijvoorbeeld Potklei, Boomse klei, overgeconsolideerd veen en glauconiethoudend zand is tevens het classificatie gebied aangegeven. Deze stemmen niet direct overeen met de benamingen van gebieden 1 tot en met 9.

² Robertson, P.K. [1990] "Soil Classification using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal, 27(1), 151-8²

De identificatie is indicatief en alleen geldig voor lagen onder de grondwaterstand. De resultaten dienen te worden geverifieerd met boringen of geologische informatie. Uitgedroogde cohesieve toplagen geven een te hoge waarde worden voor het wrijvingsgetal, waardoor bijvoorbeeld uitgedroogde kleilagen mogelijk onterecht worden geïnterpreteerd als veenlagen. Ook is de correlatie voor de toplagen minder betrouwbaar vanwege het lage effectieve spanningsniveau in deze lagen.

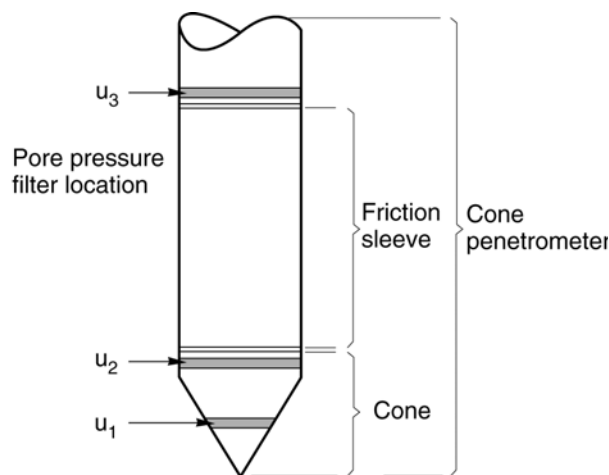
Andere conustypen

Naast de meting van conusweerstand en plaatselijke wrijving is het mogelijk extra (combinaties van) metingen uit te voeren. In onderstaand schema zijn enkele mogelijkheden aangegeven. Indien gewenst kan nadere informatie over metingen en toepassingsmogelijkheden worden verschaft.

type meting	Meetresultaten	toepassingsmogelijkheden
waterspanning	waterspanning ter plaatse van de punt	registreren waterremmende lagen indicatie stijghoogte grondwater classificatie / gelaagdheid bodem
magnetometer	Magnetische veldsterkte in 3 orthogonale richtingen (X,Y,Z)	Blindganger onderzoek, onderzoek ligging obstakels (stalen leidingen, grondankers), onderzoek paalpunt niveau / schoorstand funderingspalen, onderzoek ligging onderzijde stalen damwanden
geleidbaarheid	elektrische geleiding grond en grondwater	indicatie waterkwaliteit / zoet - zout water grens onderzoek verspreiding verontreiniging
temperatuur	temperatuurmeting op verschillende diepten	warmteoverdracht in de bodem bepaling temperatuurgradiënt
schuifgolfsnelheid (seismisch)	dynamische bodemparameters op verschillende diepten	machinefunderingen, windturbinefunderingen
versnelling	versnellingen op verschillende diepten	heitrillingen / verkeerstrillingen
MIP (membrane interface probe)	verticale verspreiding van vluchtige (gechloreerde) koolwaterstoffen	bestudering zak/drijflagen en/of verontreinigingen met vluchtige (gechloreerde) koolwaterstoffen
ROST (rapid optical screening tool)	verticale verspreiding van (aromatische) koolwaterstoffen	bestudering zak/drijflagen en/of verontreinigingen met (aromatische) koolwaterstoffen

Waterspanningssonderingen

Naast registratie van conusweerstand en plaatselijke wrijvingsweerstand wordt bij een groot deel van de sonderingen waterspanning geregistreerd. Een waterspanningsconus (*piëzo-conus*) is voorzien van een ingebouwde druksensor, waarmee de waterdruk tijdens het sonderen wordt gemeten. Een filter voorkomt het contact van grond met de druksensor. De waterdruk kan op drie locaties in de conus worden gemeten waarbij de posities u_1 en u_2 veelvuldig voorkomen (zie figuur 1). Positie u_3 wordt zelden toegepast. Slechts een kleine hoeveelheid water ($0,2 \text{ mm}^3$) is nodig om een nauwkeurige waterdruk te meten. Het meetbereik kan worden gekozen afhankelijk van de te verwachten wateroverspanning. In stijve kleien kan deze oplopen tot meer dan 3 MPa.



Figuur 1 Principe piëzo-conus

Uitvoeringswijze

Om een juiste meting van de waterspanning te verkrijgen, dient het gehele meetsysteem volledig ontluicht en gevuld te zijn met een weinig samendrukbare vloeistof. Om te voorkomen dat de vloeistof tijdens het sonderen in de onverzadigde lagen boven de grondwaterstand wegvloeit zijn een juiste keuze van vloeistof, het gebruik van een rubber membraam, een goede uitvoering en de poriëngrootte van het filter belangrijk.

CONTINU ELEKTRISCH SONDEREN

Indien het grondwater relatief ondiep aanwezig is, wordt bij voorkeur voorgeboord tot het niveau van de grondwaterspiegel teneinde luchttoetreding te voorkomen. Hiermee wordt ook de kans op beschadiging en in de grond achterblijven van het rubber membraan verkleind.

Interpretatie

De resultaten van de piëzo-sonderingen bestaan uit de gemeten conusweerstand (q_c), de plaatselijke wrijvingsweerstand (f_s), het wrijvingsgetal (R_f), de gemeten waterspanning (u_1 of u_2 respectievelijk in de punt en achter de punt) en de wateroverspanningindex B_q .

De resultaten van de waterspanningsmeting tijdens het sonderen vormen uit grondmechanisch en geohydrologisch oogpunt een belangrijke extra informatiebron voor de interpretatie van de bodemopbouw. Door combinatie van de meting van de conusweerstand en de waterspanning, bij voorkeur samen met de plaatselijke wrijvingsweerstand, wordt optimaal gebruik gemaakt van de sondeertechniek en kan het benodigde aanvullend grondonderzoek efficiënter worden gepland.

Bij de interpretatie speelt met name de wateroverspanning een rol, dat wil zeggen de verhoging van de waterspanning die door het indrukken van de conus ontstaan is. Dunne cohesieve laagjes in een zandpakket en dunne zandlaagjes in een kleipakket, die in de conusweerstand en de plaatselijke wrijvingsweerstand door uitmiddeling niet of slecht zichtbaar zijn, kunnen goed worden gedetecteerd aan de hand van de water(over)spanningen, die door het sonderen ontstaan. Deze laagjes kunnen van groot belang zijn voor het zettingsgedrag van funderingen en voor de verticale (on)doorlatendheid van de grond.

Verder kunnen met de piëzo-conus, met name via de u_1 -meting, sterk gelaagde structuren van zand en klei onderscheiden worden van homogene lagen hetgeen op basis van conusweerstand en plaatselijke wrijving in de meeste gevallen niet lukt. Aangetoond is dat het detectievermogen van de u_1 -meting veel hoger is dan van de u_2 -meting.

Wateroverspanningindex B_q

Met de wateroverspanningindex B_q kan een meer nauwkeurige classificatie van de grondsoort worden verkregen. Deze index is de verhouding van de wateroverspanning en de netto conusweerstand q_{net} , zijnde de gemeten conusweerstand q_c gecorrigeerd voor de waterspanning op het netto oppervlak van de sondeerconus, rekeninghoudend met de heersende effectieve verticale spanning op het betreffende niveau. De wateroverspanningindex B_q wordt als volgt berekend:

$$B_q = \beta \cdot (u_1 - u_0) / q_{net} \quad \text{of} \quad B_q = (u_2 - u_0) / q_{net}$$

waarin:

- β = factor voor de verschillende grondsoorten voor omrekening van u_1 naar u_2 ; standaard wordt hiervoor aangehouden 0,8, zijnde normaal geconsolideerde kleien (zie hierna volgende tabel);
- q_{net} = $q_t - \sigma_{v0}$ = netto conusweerstand;
- q_t = $q_c + (1-a) \cdot \{\beta \cdot (u_1 - u_0) + u_0\}$ voor een filter in de conuspunt;
- q_t = $q_c + (1-a) \cdot u_2$ voor een filter direct achter de conuspunt;
- σ_{v0} = de verticale grondspanning; standaard wordt hierbij uitgegaan van een gemiddeld volumiek gewicht van de bodemlagen van 14 kN/m^3 en een grondwaterstand op 1 m beneden maaiveld;
- a = netto oppervlakteverhoudingscoëfficiënt van de conus i.v.m. de spleet achter de conuspunt;
- u_1 = de gemeten waterdruk bij een filterplaatsing *in* de punt;
- u_2 = de gemeten waterdruk bij een filterplaatsing *achter* de punt;
- u_0 = de hydrostatische stijghoogte; standaard wordt hiervoor in de berekening een niveau uitgegaan van 1 m beneden maaiveld.

Voor andere grondsoorten zijn de β -factoren in onderstaande tabel gegeven.

Grond gedrag	β -factor
Normaal geconsolideerde klei	0,6 - 0,8
Licht overgeconsolideerde klei	0,5 - 0,7
Sterk overgeconsolideerde klei	0 ¹⁾ - 0,3
Leem samendrukbaar	0,5 - 0,6
Leem, vast en dilatant gedrag	0 ¹⁾ - 0,2
Zand siltig, los gepakt	0,2 - 0,4

¹⁾ Bij meting van de waterspanning achter de conuspunt worden in bepaalde gevallen negatieve waterspanningen gemeten. Deze waarden geven nauwelijks een indicatie van de doorlatendheid, doch alleen over het materiaalgedrag.

Dissipatietest

Het is ook mogelijk het sondeerproces op een bepaalde diepte tijdelijk te stoppen en de afname van de wateroverspanning (dissipatie) als functie van de tijd te registreren. Daarna kan het sondeerproces worden voortgezet.

In doorlatende gronden geeft de dissipatietest een goed beeld van de heersende hydrostatische waterspanning en daarmee van de stijghoogte. Het betreft slechts een indicatie aangezien de meetnauwkeurigheid beperkt is. Door het uitvoeren van meerdere metingen in een grondlaag en de gemiddelde waarde van de stijghoogte te bepalen kan een beduidend hogere nauwkeurigheid worden behaald. Ervaring leert dat de onnauwkeurigheid circa 0,5 m bedraagt. Voor een meer nauwkeurige bepaling en de optredende fluctuaties zijn peilbuismetingen over een langere waarnemingsperiode nodig, afhankelijk van het doel.

In slecht doorlatende, cohesieve lagen kan met behulp van de dissipatietest een indicatie van de consolidatiecoëfficiënt en daarmee van de verticale (on)doorlatendheid worden verkregen. Hierbij dient de dissipatietest te worden voortgezet totdat de wateroverspanning tenminste met 50 % is afgenomen. In de praktijk komt dat in zand overeen met circa 1/2 uur à 3/4 uur. Uit berekeningen en kwalitatieve vergelijking van de metingen wordt inzicht verkregen in het consolidatiegedrag van de grond. Voor het vaststellen van de heersende hydrostatische waterspanning in kleilagen is de dissipatietest in de meeste gevallen weinig geschikt, vanwege de benodigde lange aanpassingstijd en de onnauwkeurigheid.

Klassenindeling EN-ISO 22476-1

Voorafgaand aan de uitvoering diende een keuze te worden gemaakt binnen welke kwaliteitsklasse met bijbehorende toelaatbare meetonzekerheid het werk minimaal uitgevoerd moet worden. De klassenindeling heeft voornamelijk betrekking op de nauwkeurigheid van de gemeten parameters.

Door invoering van de Eurocode is op Europees niveau de internationale sondeernorm EN-ISO 22476-1 "Electrical cone and piezocone testing" ontwikkeld, welke de oorspronkelijke NEN 5140 heeft vervangen. De nieuwe elektrische sondeernorm **EN-ISO 22476-1** is in opzet vergelijkbaar met de oude Nederlandse norm NEN 5140 voor elektrische sonderingen. Een verschil tussen norm **EN-ISO 22476-1** met NEN 5140 is dat in de nieuwe norm de nauwkeurigheid van de meetresultaten wordt gekoppeld aan het toepassingsgebied met bijbehorend bodemkenmerken / geschiktheid voor interpretatie en afleiding van bodemparameters. Verder is de meting van de waterspanning genormeerd.

In de Europese tabel van sondeerklassen worden de sondeerklassen ingedeeld naar de toepassing van de sondering, zie onderstaande tabel.

Toepassing Klasse	Test type	Gemeten parameter	Toegestane minimum nauwkeurigheid ^a	Maximum lengte tussen metingen	Gebruik	
					Grondsoort ^b	Interpretatie ^c
1	TE 2	Conus weerstand Mantel wrijving Waterspanning Helling Sondeerlengte	35 kPa of 5 % 5 kPa of 10 % 10kPa of 2 % 2° 0,1 m of 1%	20 mm	A	G, H
2	TE1 TE2	Conus weerstand Mantel wrijving Waterspanning Helling Sondeerlengte	100 kPa of 5 % 15 kPa of 15 % 25 kPa of 3 % 2° 0,1 m of 1 %	20 mm	A B C D	G, H* G, H G, H G, H
3	TE1 TE2	Conus weerstand Mantel wrijving Waterspanning ^d Helling Sondeerlengte	200 kPa of 5 % 25 kPa of 15 % 50 kPa of 5 % 5° 0,2 m of 2 %	50 mm	A B C D	G G, H* G, H G, H
4	TE1	Conus weerstand Mantel wrijving Sondeerlengte	500 kPa of 5 % 50 kPa of 20 % 0,2 m of 1 %	50 mm	A B C D	G* G* G* G*
NOOT 1 Richtlijnen voor gebruik van Tabel 2 zijn gegeven in bijlage F.						
NOOT 2 Voor uiterst slappe gronden maken soms nog hogere nauwkeurigheden noodzakelijk.						
^a De toegestane minimum nauwkeurigheid van de gemeten parameters is de grootste van de twee genoemde. De relatieve nauwkeurigheid geldt voor de gemeten waarde en niet voor het meetbereik. ^b Volgens ISO 14688-2: A Homogene gronden bestaande uit zeer slappe tot stijve kleien (en silt) ($q_c < 3$ MPa) B Gemengde bodemprofielen met slappe tot stijve kleien ($q_c \leq 3$ MPa) en matig vaste tot vaste zanden (conusweerstand $5 \text{ MPa} \leq q_c < 10 \text{ MPa}$) C Gemengde bodemprofielen met stijve kleien (conusweerstand $1,5 \text{ MPa} \leq q_c < 3 \text{ MPa}$) en zeer dichte zanden ($q_c > 20 \text{ MPa}$) D Zeer stijve tot harde kleien ($q_c \geq 3 \text{ MPa}$) en zeer vaste grove gronden ($q_c \geq 20 \text{ MPa}$) ^c G vaststelling bodemprofiel en bepaling van grondsoort met een laag niveau van onzekerheid G* indicatieve vaststelling bodemprofiel en bepaling van grondsoort met een hoog niveau van onzekerheid H interpretatie met betrekking tot ontwerp met een laag niveau van onzekerheid H* interpretatie met betrekking tot ontwerp met een hoog niveau van onzekerheid ^d Waterspanning kan alleen worden gemeten als TE2 wordt toegepast.						

Voor projecten, waarbij parameters op basis van Tabel 2.b NEN 9997-1 worden afgeleid, is een hoge nauwkeurigheidsklasse gewenst. Het is echter in een bodemgesteldheid met zowel zeer slappe grondlagen als zeer vaste zandlagen met hoge conusweerstand onmogelijk om aan de eisen van toepassing klasse 1 voldoen zoals ook blijkt uit de bovenstaande tabel. Het bij Fugro gehanteerde meetsysteem voor sonderen is bijzonder nauwkeurig door toepassing van digitale conussen, strikte kwaliteitscontroles en calibraties. In de praktijk is gebleken dat standaard Fugro sonderingen in de nieuwe norm voor het overgrote deel (>95%) in toepassingsklasse 2 vallen. Sonderingen volgens toepassingsklasse 3 in de nieuwe norm zijn vergelijkbaar met sonderingen volgens klasse 2 van de oude NEN 5140.

Toepassingklasse 1 sonderingen kunnen alleen met speciale gevoelige conussen met een beperkt meetbereik en een kleibodemprofiel met $q_c < 3$ MPa worden bereikt. In bodemprofielen waarin zowel zeer slappe lagen als zeer vaste lagen voorkomen kan de hoogste meetnauwkeurigheid van klasse 1 enigszins worden benaderd door aanvullende maatregelen en procedures. Toepassingklasse 2 sonderingen kunnen in bodemprofielen, waarin zowel zeer slappe lagen als zeer vaste lagen voorkomen, alleen worden verkregen door toepassing van digitale conussen met regelmatige calibraties, aanvullende uitvoeringsmaatregelen en kwaliteitscontroles. Toepassingklasse 1 is in deze bodem niet haalbaar. De enige praktische indicatie over de bereikte sondeerklasse is controle van calibraties en 0-puntsverlopen tussen het begin en eind van de sondering.

In de praktijk komt het af en toe voor dat sonderingen worden uitgevoerd, waarbij door de opdrachtgever is aangegeven dat de maaiveldhoogte niet ten opzichte van een vast referentiepeil (NAP) hoeft te worden vastgelegd. Deze sonderingen voldoen derhalve op dit punt niet aan **EN-ISO 22476-1**.

Klassenindeling NEN 5140

De norm NEN 5140 ging uit van vier kwaliteitsklassen. Voorafgaand aan de uitvoering diende een keuze te worden gemaakt binnen welke kwaliteitsklasse met bijbehorende toelaatbare meetonzekerheid het werk minimaal uitgevoerd moet worden. De klassenindeling heeft voornamelijk betrekking op de nauwkeurigheid van de gemeten conusweerstand, plaatselijke wrijvingsweerstand en diepte, zoals blijkt uit de onderstaande tabel.

klasse	Meetgrootheid	toelaatbare meetonzekerheid	meetinterval
1	Conusweerstand	0,05 MPa of 3%	20 mm
	Plaatselijke wrijvingsweerstand	0,01 MPa of 10%	
	Helling	2°	
	Sondeerdiepte	0,2 m of 1 %	
2	Conusweerstand	0,25 MPa of 5%	50 mm
	Plaatselijke wrijvingsweerstand	0,05 MPa of 15%	
	Helling	2°	
	Sondeerdiepte	0,2 m of 2 %	
3	Conusweerstand	0,5 MPa of 5%	100 mm
	Plaatselijke wrijvingsweerstand	0,05 MPa of 20%	
	Helling	5°	
	Sondeerdiepte	0,2 m of 2 %	
4	Conusweerstand	0,5 MPa of 5%	100 mm
	Plaatselijke wrijvingsweerstand	0,05 MPa of 20%	
	Sondeerlengte	0,1 m of 1%	
Opmerking: De toelaatbare meetonzekerheid is de grotere waarde van de absolute meetonzekerheid en de relatieve meetonzekerheid. De relatieve meetonzekerheid geldt voor de meetwaarde en niet voor het meetbereik.			

Vergelijking van de gespecificeerde nauwkeurigheden van de NEN 5140 en NEN-EN-ISO 22476-1 laat zien dat de nauwkeurigheid van de meest in NL gehanteerde sondeerklasse 2 volgens NEN 5140 iets hoger ligt dan die van de toepassingklasse 3 volgens de ISO norm.

LEGENDA TERREINPROEVEN EN GRONDSOORTEN

Boringen / Peilbuizen

	Handboring nog niet uitgevoerd
	Handboring uitgevoerd
	Handboring uitgevoerd met 1 peilbuis
	Handboring uitgevoerd met 2 peilbuizen
	Mechanische boring nog niet uitgevoerd
	Mechanische boring uitgevoerd
	Mechanische boring uitgevoerd met 1 peilbuis
	Mechanische boring uitgevoerd met 2 peilbuizen
	Mechanische boring uitgevoerd met 3 peilbuizen
	Boring uitgevoerd door derden
	Boring uitgevoerd met peilbuis door derden
	Gedrukte peilbuis (PB) / minifilter (MF) nog niet uitgevoerd
	Gedrukte peilbuis (PB) / minifilter (MF) uitgevoerd

Overige symbolen

	Meetpunt
	Hoogtemaat

Sonderingen

	Sondering met plaatselijke kleefmeting nog niet uitgevoerd
	Sondering met plaatselijke kleefmeting uitgevoerd
	Sondering zonder plaatselijke kleefmeting nog niet uitgevoerd
	Sondering zonder plaatselijke kleefmeting uitgevoerd
	Slagsondering uitgevoerd
	Handsondering uitgevoerd
	Multigrondwatersondering nog niet uitgevoerd
	Multigrondwatersondering uitgevoerd
	Sondering met bolconus nog niet uitgevoerd
	Sondering met bolconus uitgevoerd
	Waterspanningsmeter nog niet uitgevoerd
	Waterspanningsmeter uitgevoerd
	Sondering uitgevoerd door derden
	Sondering met plaatselijke kleefmeting uitgevoerd door derden
	Hellingmeterbuis nog niet uitgevoerd
	Hellingmeterbuis uitgevoerd

Type sonderingen

D	Diepsondering
HS	Handsondering
S	Slagsondering

Toegevoegde metingen

KM	Meting van de plaatselijke kleef
P	Meting van de waterspanning
M	Meting van de magnetische veldsterkte
G	Meting van de geleidbaarheid
S	Meting van de schuifgolfsnelheid (seismische meting)
T	Meting van de temperatuur

Legenda / Terminologie

Grind

	Grind, siltig
	Grind, zwak zandig
	Grind, matig zandig
	Grind, sterk zandig
	Grind, uiterst zandig

Zand

	Zand, kleilig
	Zand, zwak siltig
	Zand, matig siltig
	Zand, sterk siltig
	Zand, uiterst siltig

Veen

	Veen, mineraalarm
	Veen, zwak kleilig
	Veen, sterk kleilig
	Veen, zwak zandig
	Veen, sterk zandig

Klei

	Klei, zwak siltig
	Klei, matig siltig
	Klei, sterk siltig
	Klei, uiterst siltig
	Klei, zwak zandig
	Klei, matig zandig
	Klei, sterk zandig

Leem

	Leem, zwak zandig
	Leem, sterk zandig

Overige toevoegingen

	Zwak humeus
	Matig humeus
	Sterk humeus
	Zwak grindig
	Matig grindig
	Sterk grindig
	Puin

Peilbuis

