

Tauw BV.
t.a.v. mw. L.S. Talens MSc
Postbus 3015
3502 GA Utrecht

Windpark Koningspleij v.o.f.
Velperweg 112 A
6824 HM Arnhem

KvK-nummer: 68124600

Contactpersoon:

Jelle de Waart

T: +31 6 83 89 12 80

E: info@raedthuys.nl

Datum: Zwolle, 10-09-2018
Ons kenmerk: PLEI-2018-01
Onderwerp: Machtiging aanvraag watervergunning

Contactpersoon:

Michiel Oosterhaven

T: +31 6 50 74 26 55

E: welkom@prowind.com

Geachte mevrouw Talens,

Hierbij machtigen ondergetekenden, Dhr. J. Hofste en Mw. L. Wes, Tauw B.V. om namens V.O.F. Windpark Koningspleij de benodigde watervergunning aan te vragen voor:

- het oprichten en exploiteren van een viertal windmolens op (een uitbreiding van) het bedrijventerrein Koningspleij in Arnhem.

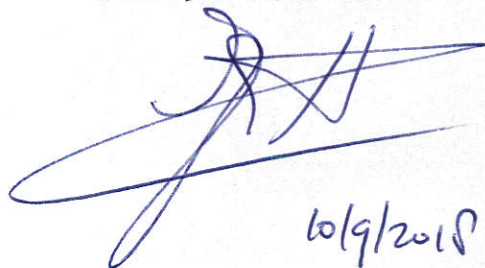
Hoogachtend,

V.O.F. Windpark Koningspleij

Dhr. J. Hofste

Gemachtigde van

Raedthuys Windpark Koningspleij B.V.



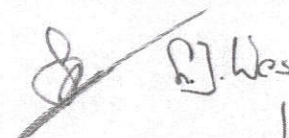
10/9/2018

V.O.F. Windpark Koningspleij

Wes te Wind BV, statutair directeur: Mvr. L. Wes

Gemachtigde van

Pleij B.V.



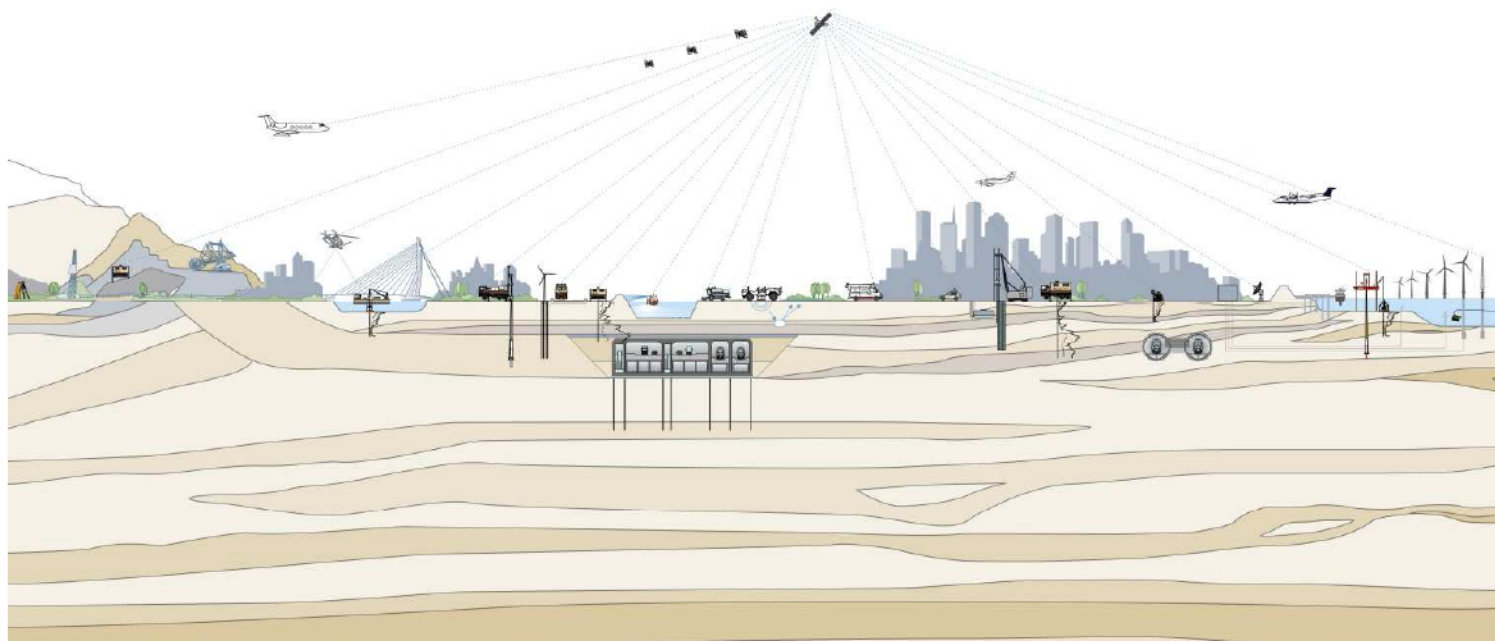
10 september 2018

Rapportage Windpark Koningspleij te Arnhem Watervergunning en geotechnische adviezen

Documentnummer: 1017-0121-001

Versie: 6.0

Datum: 6 september 2018



Opdrachtgever V.O.F. Windpark Koningspleij
Velperweg 112a
6824 HM Arnhem

Opdrachtnemer Fugro NL Land B.V.
Archimedesbaan 13
3439 ME Nieuwegein
T 030 60 28175

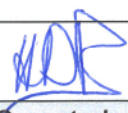
Projectleider ir. W.J. Leeuwrent
Adviseur Waterbouw
T 06 154 92 749

Opgesteld ir. M. Hop
Adviseur Waterbouw
T 06 438 47 420

ir. W.J. Leeuwrent
Adviseur Waterbouw

Gecontroleerd door ir. A. Pool
Consultant Waterbouw
T 06 153 65 709

Versiebeheer

1.0	Concept-versie				05-01-2018
2.0	Aanvullende analyse				15-01-2018
3.0	Verwerking opmerkingen opdrachtgever				07-02-2018
4.0	Opmerkingen Deltares verwerkt				26-04-2018
5.0	Verwerken enkele tekstuele opmerkingen Deltares				29-06-2018
6.0	Aanvullende stabiliteits analyse watercompensatie				6-09-2018
Rev	Omschrijving	Opgesteld	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Datum

INHOUDSOPGAVE

1.	INLEIDING	1
1.1	Projectbeschrijving	1
1.2	Locatiebeschrijving	1
1.3	Beschikbare informatie	2
1.4	Scope	4
1.5	Doel van het document	4
2.	UITGANGSPUNTEN BEOORDELING WATERKERING INCLUSIEF WINDTURBINE	5
2.1	Gehanteerde literatuur, normen en richtlijnen	5
2.2	Overstromingsnorm traject en eis op doorsnedeniveau	5
2.3	Faalkanseis voor windturbines bij waterkeringen	7
2.4	Methodiek beoordeling impact windturbines	8
2.4.1	Zichtjaar beoordeling	8
2.4.2	Hersteltijd waterkering	8
2.5	Kans op bezwijken windturbine	9
2.6	Type windturbine, invloedsgebied en impact bezwijkende windturbine	9
2.6.1	Impact bij bladbreuk	11
2.6.2	Impact bij gondelfalen	11
2.6.3	Impact bij mastfalen	12
3.	ANALYSE IMPACT WINDTURBINES OP WATERKERING	13
3.1	Dwarsdoorsneden	13
3.2	Bodem- en dijkbouw	14
3.3	Beoordeling hoogte	15
3.4	Beoordeling macrostabiliteit	17
3.4.1	Restbreedte-bepaling	18
3.4.2	Macrostabiliteit binnenwaarts	19
3.4.3	Macrostabiliteit buitenwaarts	21
3.5	Beoordeling piping	23
3.6	Beoordeling bekleding	23
3.7	Invloed op damwanden en afsluiters	24
3.7.1	Afsluiters	24
3.7.2	Damwand	25
3.8	Beoordeling op trajectniveau	28
4.	AANDACHTSPUNTEN BOUWFASE, BEHEER EN EINDE EXPLOITATIE	31
4.1	Bouwfase	31
4.2	Beheersfase	31
4.3	Sloofase	32
5.	STABILITEITSANALYSE WATERCOMPENSATIE	33
5.1	Dwarsprofiel	33
5.2	Resultaten stabiliteitsanalyse	35
5.3	Overige faalmechanisme	35

6. CONCLUSIES

36

BIJLAGEN

A. BEREKENING PENETRATIEDIEPTE

- A.1 Begrenzing toepassingsgebied
- A.2 Gewichtseigenschappen windturbineonderdelen
- A.3 Indicatieve Penetratiedieptes

B. BEREKENING EROSIEMARGE

C. EENVOUDIGE EN GEDETAILLEERDE TOETS MACROSTABILITEIT

- C.1 Eenvoudige toets
- C.2 Gedetailleerde toets

D. BORING DINOLOKET

E. SONDERINGEN

F. GLIJVLAKANALYSE

G. RESTBREEDTE ANALYSE

H. LOCATIE GRONDONDERZOEK

I. STABILITEITSANALYSE WATERCOMPENSATIE

J. TRILLINGSRISICOANALYSE

1. INLEIDING

Sinds februari 2017 is Fugro betrokken bij het project Windpark Koningspleij. Fugro heeft voor dit project de invloed onderzocht van trillingen op nabijgelegen infrastructuur. Daarnaast heeft in juni 2017 een overleg over de invloed van de windturbines op de waterkering plaatsgevonden, waarbij de opdrachtgever (V.O.F. Windpark Koningspleij), Waterschap Rijn en IJssel (WRIJ) en Deltares aanwezig waren. Naar aanleiding van een ander overleg in oktober is besloten om geen geheid paalsysteem toe te passen, maar grondverdringende schroef/boorpalen. Op 11 december ontving Fugro te Nieuwegein van V.O.F. Windpark Koningspleij te Arnhem, de opdracht voor het uitvoeren van een analyse naar de invloed van de windturbines op de waterkering. Daarnaast heeft Fugro op 16 augustus de opdracht ontvangen om een stabiliteitsanalyse van de waterkering uit te voeren in relatie tot het aanleggen van watercompensatie voor de aanleg van de windturbines. Het advies betreft een onderbouwing voor de watervergunning die nodig is voor de aanleg van het windpark.

1.1 Projectbeschrijving

Het te realiseren Windpark Koningspleij bestaat uit vier windturbines. De projectlocatie maakt onderdeel uit van het bedrijventerrein Kleefse Waard - Koningspleij Noord. Langs de N325, tussen de Andrej Sacharovbrug en het kruispunt met de Westervoortsedijk, worden de windturbines geplaatst op onderlinge afstanden van circa 385 m. De windturbines komen binnen het invloedsgebied van een primaire waterkering te staan. Voor het realiseren van de windturbines is daarom een watervergunning benodigd. V.O.F. Windpark Koningspleij heeft aan Fugro gevraagd om de vergunningsaanvraag, inclusief onderbouwing, met betrekking tot de technische effecten op de waterkering bij Waterschap Rijn en IJssel in te dienen.

1.2 Locatiebeschrijving

Windpark Koningspleij wordt omsloten door de primaire kering van dijkvak Kleefsewaard (dijktraject 47_1) die Arnhem beschermt tegen hoogwater van de Nederrijn en de IJssel. Dijktraject 47_1 heeft een lengte van 15,4 km. Een overzichtstekening van het projectgebied is weergegeven in Figuur 1.1. De primaire waterkering ligt ter plaatse van de damwand (langs de haven) en de provinciale weg (N325). In het traject van de waterkering zijn ter plaatse van de N325 tevens drie afsluiters aanwezig.



Figuur 1.1: Locatieoverzicht met contouren projectlocatie

1.3 Beschikbare informatie

Door het Waterschap Rijn en IJssel is de volgende informatie beschikbaar gesteld:

[1] De volgende leggerprofielen van 14 maart 2016:

- DR47-047+50b
- DR47-049+000b
- DR47-051+050b
- DR47-054+155b
- DR47-055+070b
- DR47-055+211b
- DR47-056+104b
- DR47-056+219b
- DR47-057+024b

[2] Locatietekening afsluiters:

- Locatie kunstwerken Pleijweg dijkkring 47 Arnhem Datum:15-11-2017

[3] Constructietekeningen afsluiters:

- 47-05+104_02 Datum:19-02-2010
- 47-05+219_02 Datum:19-02-2010

- 47-05+024_02 Datum:19-02-2010

[4] Beschikbaar grondonderzoek

- In bijlage F zijn de locaties van al het beschikbare grondonderzoek opgenomen.

[5] Proevenverzameling

- Strategie grondonderzoek eerste beoordelingsronden Waterschap Rijn en IJssel, Datum 31-8-2017

Door de opdrachtgever is de volgende informatie beschikbaar gesteld:

[6] Overzichtstekening

- 81215216_concept_07-12-2016_00-001 Datum:7-12-2016
- 81215216_concept_07-12-2016_00-002 Datum:7-12-2016

[7] Onderzoek naar externe veiligheid windmolenpark Koningspleij

- [MER 2016], MER bijlage 4-1 externe veiligheid Koningspleij Datum 20-12-2016

Daarnaast wordt verwezen naar de website www.windparkkoningspleij.nl, waarop alle beschikbare onderzoeken zijn gepubliceerd.

In het Fugro-archief is grondonderzoek binnen het plangebied beschikbaar, zie Figuur 1-2. Gebruik is gemaakt van de volgende sonderingen:

- | | |
|---------------------------------|----------------------|
| ■ Opdrachtnummer: R2686: | Sondering DKM3_000 |
| ■ Opdrachtnummer: 6010-0032-001 | Sondering DKM9_000 |
| ■ Opdrachtnummer: R-2978 | Sondering:DKM18_000 |
| ■ Opdrachtnummer: R-2978 | Sondering DKM22_000 |
| ■ Opdrachtnummer: R-2978 | Sondering DKM 23_000 |
| ■ Opdrachtnummer: R-2978 | Sondering DKM 24_000 |
| ■ Opdrachtnummer: R-2978 | Sondering DKM 26_000 |
| ■ Opdrachtnummer: 6011-0011-000 | Sondering DKM114 |
| ■ Opdrachtnummer: 6011-0011-000 | Sondering DKM115A |
| ■ Opdrachtnummer: 6011-0011-000 | Sondering DKM115 |
| ■ Opdrachtnummer: 6011-0011-000 | Sondering DKM117 |
| ■ Opdrachtnummer: 6011-0011-000 | Sondering DKM118 |
| ■ Opdrachtnummer: 6011-0011-000 | Sondering DKM119 |

Een locatie-overzicht van het gehanteerde grondonderzoek is weergegeven in Figuur 1-2.



Figuur 1.2: Locatieoverzicht gehanteerd grondonderzoek

1.4 Scope

Deze rapportage bevat een veiligheidsanalyse voor de dijk voor impactschade voor twee dwarsdoorsneden. Onder impactschade wordt de schade verstaan door vallende objecten op de dijk bij bezwijken van windturbines. Tevens is voor de drie aanwezige leidingkruisingen/afsluiters in het dijklichaam aan de zijde van de IJssel en de waterkerende damwand langs de Nederrijn de invloed van de aanwezigheid van de windturbines op de faalkans beoordeeld. Door middel van een quickscan zijn aandachtspunten opgesteld met betrekking tot de bouw, beheer en sloop van de windturbines. Daarnaast is er een stabiliteitsanalyse uitgevoerd m.b.t. de aanleg van watercompensatie tussen windturbine 1 en 2.

Buiten de scope vallen adviezen met betrekking tot o.a. de fundering van de windturbines, kraanopstelplaatsen en wegen, en damwand- en bemalingsadviezen.

1.5 Doel van het document

Dit document dient, samen met het trillingsonderzoek (bijgevoegd in bijlage J), als technische onderbouwing voor de aanvraag van de watervergunning voor de aanleg en exploitatie van Windpark Koningspleij.

2. UITGANGSPUNTEN BEOORDELING WATERKERING INCLUSIEF WINDTURBINE

Dit hoofdstuk beschrijft de uitgangspunten van de berekeningen ter bepaling van de impact van bezwijken van de windturbines op de primaire waterkering van dijktraject 47_1. De uitgangspunten zijn gebaseerd op de nieuwe normering op basis van overstromingskansen.

2.1 Gehanteerde literatuur, normen en richtlijnen

Voor het bepalen van de uitgangspunten zijn de volgende brondocumenten gehanteerd:

- [RWS 2017] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen versie 4, Rijkswaterstaat (RWS), februari 2017;
- [WBI M 2017] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit WBI, december 2017;
- [WBI P 2017] Schematiseringshandleiding piping WBI, januari 2017;
- [RWS 2016] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid Rijkswaterstaat (RWS), april 2016;
- [TRAS 2009] Technisch Rapport Actuele Sterkte van dijken, Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), maart 2009
- [TRW 2004] Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), september 2004
- [HRW 2014] Handboek Risicozonering Windturbines, versie 3.1, september 2014.
- [KPR, 2016] Factsheet post "overig" in de faalkansbegroting en indirecte faalmechanismen, Kennisplatform Risicobenadering, 09-11-2016.
- [Deltares 2017] Factsheet indirecte faalmechanismen, Deltares, 18 september 2017.
- [SBW, 2012] Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven, SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven, Deltares, 2012
- [Fugro 2014] Impact val gondel-rotorblad windpark Haringvlietdam, Fugro-rapportage 1013-0279-000, versie 6, 25-8-2014.

2.2 Overstromingsnorm traject en eis op doorsnedeniveau

Sinds 1 januari 2017 is de norm veranderd naar een norm voor een overstromingskans voor verschillende dijktrajecten. De te onderzoeken locatie ligt in dijktraject 47_1. Uit het OI2014v4 volgt dat dit traject een lengte van 15,4 km heeft. De norm is uitgedrukt in een signaalwaarde en een ondergrens. Voor dit dijktraject geldt een signaalwaarde van 1/3.000 per jaar en een ondergrens van 1/1.000 per jaar.

In deze rapportage wordt beoordeeld aan de hand van de ondergrens, dat is het minimale wettelijke veiligheidsniveau.

Voor de primaire kering worden voor de volgende faalmechanisme de eisen op doorsnedeniveau afgeleid:

- Overloop en golfverslag
- Macro-instabiliteit

Voor de mechanismen instabiliteit bekleding en piping zijn de faalkanseisen niet afgeleid, omdat zal blijken dat de faalkans van de dijk als gevolg van deze mechanismen verwaarloosbaar is. De faalkanseis is daarom niet van belang.

Overloop en golfoverslag

Voor de eis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme overslag/overloop geldt [RWS 2016]:

$$P_{eis,dsn,HT} = \frac{P_{max}\omega_{HT}}{N_{HT}}$$

Waarin:

- $P_{eis,dsn,HT}$ Faalkanseis die per doorsnede aan het faalmechanisme overloop en golfoverslag wordt gesteld (per jaar)
- P_{max} Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (1/1000 per jaar)
- ω_{HT} Faalkansruimtefactor voor falen door golfoverslag (0,24)
- N_{HT} Lengte-effectfactor voor het faalmechanisme overloop en golfoverslag (1)

$$P_{eis,dsn,HT} = \frac{\frac{1}{1000} * 0,24}{1} = 0,00024 = \frac{1}{4166,7} \text{ per jaar}$$

Macrostabieleit

Voor de eis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme macrostabieleit geldt [WBI M 2017]:

$$P_{eis,dsn} = \frac{f * P_{norm}}{\left(1 + \frac{a * L}{b}\right) P_{f|inst}}$$

Waarin:

- $P_{eis,dsn}$ Faalkanseis voor macrostabieleit in een doorsnede (per jaar)
- P_{norm} Overstromingskans van het dijktraject(1/1000 per jaar)
- f Faalkansruimte voor macrostabieleit (0,04)
- a Fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het faalmechanisme (0,033)
- L Totale lengte van het dijktraject (15.400 m)
- b Representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (50 m)
- $P_{f|inst}$ kans op falen gegeven door een instabiliteit (1,0 voor binnenwaartse instabiliteit STBI en 0,1 voor buitenwaartse instabiliteit STBU)

Voor buitenwaartse stabiliteit (STBU) wordt, door het toepassen van de factor 0,1, standaard rekening gehouden met het feit dat een buitenwaartse afschuiving niet meteen tot falen van de dijk leidt, maar slechts in 1 van de 10 gevallen. In de overige gevallen is de dijk tijdig hersteld, voordat een volgend hoogwater ontoelaatbare schade aan kan richten. Dit is een (beperkt onderbouwde) algemene aanname, waarbij geen onderscheid is gemaakt naar het type dijk.

In deze rapportage is niet uitgegaan van de standaard kans op falen van 1/10 gegeven een buitenwaartse instabiliteit, de herstelfactor van 0,1 wordt dus niet meegenomen in de stabiliteitseis. In plaats daarvan is berekend welke buitenwaterstand leidt tot falen van de dijk, rekening houdend met secundaire afschuivingen en erosie van de dijk. Dit is een realistische aanpak.

Dit leidt tot de volgende faalkanseisen voor macrostabieleit binnen- en buitenwaarts:

$$P_{eis,dsn,STBI} = \frac{0,04 * 1/1000}{\left(1 + \frac{0,033 * 15.400}{50}\right) * 1} = 3,58 * 10^{-6} \text{ per jaar (STBI)}$$

$$P_{eis,dsn,STBU} = \frac{0,04 * 1/1000}{\left(1 + \frac{0,033 * 15.400}{50}\right) * 1} = 3,58 * 10^{-6} \text{ per jaar (STBU)}$$

Samengevat leidt dit tot de volgende faalkanseisen:

$$\begin{aligned} P_{eis, \text{ overloop en golfoverslag}} &= 2,4 * 10^{-4} \text{ per jaar} \\ P_{eis, \text{ macrostabiliteit ,binnen}} &= 3,58 * 10^{-6} \text{ per jaar (STBI)} \\ P_{eis, \text{ macrostabiliteit ,buiten}} &= 3,58 * 10^{-6} \text{ per jaar (STBU)} \end{aligned}$$

2.3 Faalkanseis voor windturbines bij waterkeringen

Een windturbine op of nabij een dijk is een Niet Waterkerend Object (NWO). Deze heeft geen waterkerende functie, maar kan wel een negatieve invloed hebben op de waterkerende veiligheid. Als de windturbine bezwijkt, kan er namelijk schade optreden aan de waterkering, waardoor de waterkering kan falen. Binnen het WBI2017 wordt onderscheid gemaakt tussen directe en indirecte faalmechanismen [KPR, 2016] en [Deltares 2017]. Het bezwijken van een waterkering door het bezwijken van een windturbine is een indirect faalmechanisme.

Voor directe faalmechanismen zijn faalkansruimtes gereserveerd. De faalkansruimte voor alle faalmechanismen telt op tot 100%. Onderdeel van de totale faalkansruimte is de post 'overig', waarvoor 30% faalkansruimte is gehanteerd. De post overig is gereserveerd voor faalkansbijdragen die onbekend zijn of niet kunnen worden gekwantificeerd.

Binnen het WBI is ervoor gekozen om indirecte faalmechanismen (zoals falen dijk door falen windturbine) te beoordelen binnen de faalkansruimte die is gereserveerd voor directe faalmechanismen. Hierbij wordt per faalmechanisme op doorsnedeniveau bepaald of aan de faalkanseis wordt voldaan. In lijn met [Deltares 2017] wordt voldaan aan de eis, als de additionele kans door het indirecte mechanisme kleiner is dan 1%. Hierbij wordt de 1% toename in faalkans als verwaarloosbaar gezien.

Naast het beschouwen van de kans op doorsnedeniveau dient ook te worden beschouwd of de additionele kans op trajectniveau voldoende klein is. De vertaling van doorsnedeniveau naar trajectniveau wordt voor de directe faalmechanismen gedaan door een lengte-effect mee te nemen. In de lengte-effectfactor is echter niet de eventuele aanwezigheid van windturbines meegenomen. Als er veel windturbines aanwezig zijn langs een dijktraject zou dit theoretisch kunnen leiden tot een te hoge faalkans. Voor de eis op trajectniveau wordt 1% van de norm als toelaatbaar gezien.

In deze rapportage is alleen de faalkansbijdrage van impact door windturbines beschouwd, de kans op falen van de dijk zonder impact van de windturbine is niet beschouwd. Dit is achterwege gelaten omdat uit de analyse blijkt dat de bijdrage aan de faalkans door de windturbine verwaarloosbaar (kleiner dan 1%) is.

2.4 Methodiek beoordeling impact windturbines

De beoordeling van de impact van windturbines op de waterkering dient te worden gedaan met een Toets op Maat conform WBI [RWS 2016]. Uitgangspunt is dat het bezwijken van een windturbine tot schade aan de dijk mag leiden, mits dit niet leidt tot een te hoge faalkans van de waterkering en schade binnen de in de analyse gehanteerde hersteltijd (2 weken) wordt hersteld.

Als de windturbine faalt, of delen van de windturbine falen, kunnen deze de waterkering beschadigen en daarmee de veiligheid van de waterkering in gevaar brengen. Dit kan veroorzaakt worden door het falen van de gehele mast, het falen van de gondel en het falen van rotorbladen of andere losrakende onderdelen.

Om te onderzoeken wat het effect is op de waterkering wordt onderstaand stappenplan aangehouden:

Stappenplan beoordeling waterkering met windturbines
 Stap 1: Bepaal kans op een vallend object.
 Stap 2: Bepaal kans op het raken van de waterkering door een vallend object.
 Stap 3: Bepaal schade door impact van vallend object.
 Stap 4: Bepaal kans op hoogwater tijdens hersteltijd waterkering na impact door vallend object.
 Stap 5: Bepaal kans op falen waterkering door schade door vallend object.
 Stap 6: Vergelijk faalkans met norm.

De grootte van de schade aan de waterkering als gevolg van vallende onderdelen hangt vooral af van de bodemopbouw, het gewicht van de vallende objecten, de vorm van de objecten en de valhoogte. De omvang van de schade is dus afhankelijk van de grootte van de windturbine. Er is nauwelijks casuïstiek beschikbaar waarin de omvang van impactschade is bepaald. Door Fugro zijn in het verleden echter wel verschillende methoden vergeleken om de inslagkrater te bepalen, dit is verwerkt in de rapportage van het advies dat door Fugro is uitgevoerd voor de Haringvlietdam [Fugro 2014]. Dit betreft de methode van Young, een draagkrachtberekening op basis van de NEN9997-1, een methode op basis van Ménard-verdichting en een methode op basis van een heibaarheidsanalyse. Hieruit kwam onder andere naar voren dat met de methode Young een redelijke inschatting gemaakt kan worden van de inslagkrater. Dit is vervolgens ook in een expert-sessie met TNO besproken en onderkend. Derhalve wordt de formule van Young gehanteerd om de impact van de vallende onderdelen vast te stellen.

Voor het bepalen van de faalkans van de waterkering door bezwijken van de windturbine wordt ervan uitgegaan dat de gebeurtenissen falen windturbine en hoogwater onafhankelijk van elkaar zijn.

2.4.1 Zichtjaar beoordeling

De dijk wordt beoordeeld voor de huidige situatie. Er is in de beoordeling geen rekening gehouden met mogelijk hogere rivierafvoeren in de toekomst, tijdens de levensduur van de windturbine. Wel is beschouwd, of er ruimte is voor een eventueel benodigde dijkversterking. Aangezien uit deze rapportage blijkt dat de extra faalkans van de dijk door windturbines verwaarloosbaar is, kan ervan worden uitgegaan dat die bij hogere rivierafvoeren ook verwaarloosbaar zal zijn.

2.4.2 Hersteltijd waterkering

Indien, door het falen van de windturbine, schade ontstaat aan de waterkering is de verwachte herstelperiode aangehouden op twee weken. Dit is een conservatieve schatting, aangezien de schade

lokaal zal zijn en relatief eenvoudig te herstellen is door bijvoorbeeld zand(zakken) aan te brengen in combinatie met tijdelijke bekledingsmaatregelen (krammatten). Daarnaast zal de aandacht voor een dergelijk incident groot zijn, het is onmogelijk dat dit ongezien kan plaatsvinden.

2.5 Kans op bezwijken windturbine

In het Handboek Risicozonering Windturbines [HRW 2014] zijn faalkansen van windturbines opgenomen. Deze faalkansen zijn gebaseerd op historische Deense, Duitse, Engelse en Nederlandse faalgegevens, van moderne windturbines van 1-5 MW voor de periode 2001 - 2011. In principe zijn de faalkansen geldig voor windturbines met stalen masten, niet voor betonnen of hybride masten, omdat hier te weinig informatie over bekend is. Het is zeer aannemelijk dat stalen masten toegepast gaan worden, aangezien hybride en betonnen masten doorgaans voor veel hogere as-hoogtes worden toegepast. De faalkansen van windturbines zijn weergegeven in Tabel 2.1. De 95% percentielwaarden zijn weergegeven. Conform [HRW 2014] dient uit te worden gegaan van de 95 percentielwaarden van faalkansen.

Tabel 2.1: Faalfrequenties gehanteerde windturbines

Faalscenario	Faalfrequentie (95% percentiel)
Mastbreuk	$1,3 \times 10^{-4}$ per jaar
Rotor / gondelval	$4,0 \times 10^{-5}$ per jaar
Bladbreuk bij nominaal bedrijf	$8,4 \times 10^{-4}$ per jaar
Bladbreuk bij overtoeren	$5,0 \times 10^{-6}$ per jaar

Opgemerkt wordt dat het bezwijken van de mast niet hoeft te betekenen dat de gehele mast omvalt, deze kan bijvoorbeeld ook knikken, waardoor deze niet of met minder impact op de waterkering terecht kan komen. In [HRW 2014] wordt vermeld dat op basis van een kwalitatieve analyse is vastgesteld dat in het merendeel van de gevallen (85%) volledig falen van de mast optreedt. In 15% van de gevallen is sprake van knikken van het bovenste mastdeel. In dit rapport wordt ervan uitgegaan dat, als de mast faalt, deze bij de fundering afbreekt en de gehele windturbine valt, waardoor het invloedsgebied en de impact het grootst is.

Bovengenoemde faalkansen zijn ook gebaseerd op faalkansstatistiek van oudere windturbintypes. Aangenomen wordt dat faalkansen afnemen, omdat de windturbine-industrie leert van fouten en op basis hiervan technische verbeteringen doorvoert. Het hanteren van de faalkansen uit [HRW 2014] kan dus gezien worden als een conservatief uitgangspunt.

2.6 Type windturbine, invloedsgebied en impact bezwijkende windturbine

Het exacte type windturbine is nog niet bekend. De grootst mogelijke windturbine die volgens de afgegeven vergunning geplaatst zou kunnen worden heeft een ashoogte van 120 m en een rotordiameter van 120 m, dit is als uitgangspunt aangenomen.

In Tabel 2.2 zijn voor de verschillende faalmechanismes van windturbines de maximale afstanden weergegeven waarbij het onderdeel terecht kan komen. Hierbij zijn bij gondel- en mastfalen zowel de invloedsgebieden weergegeven van de gondel en mast zelf, als de gondel en mast inclusief bladen. In

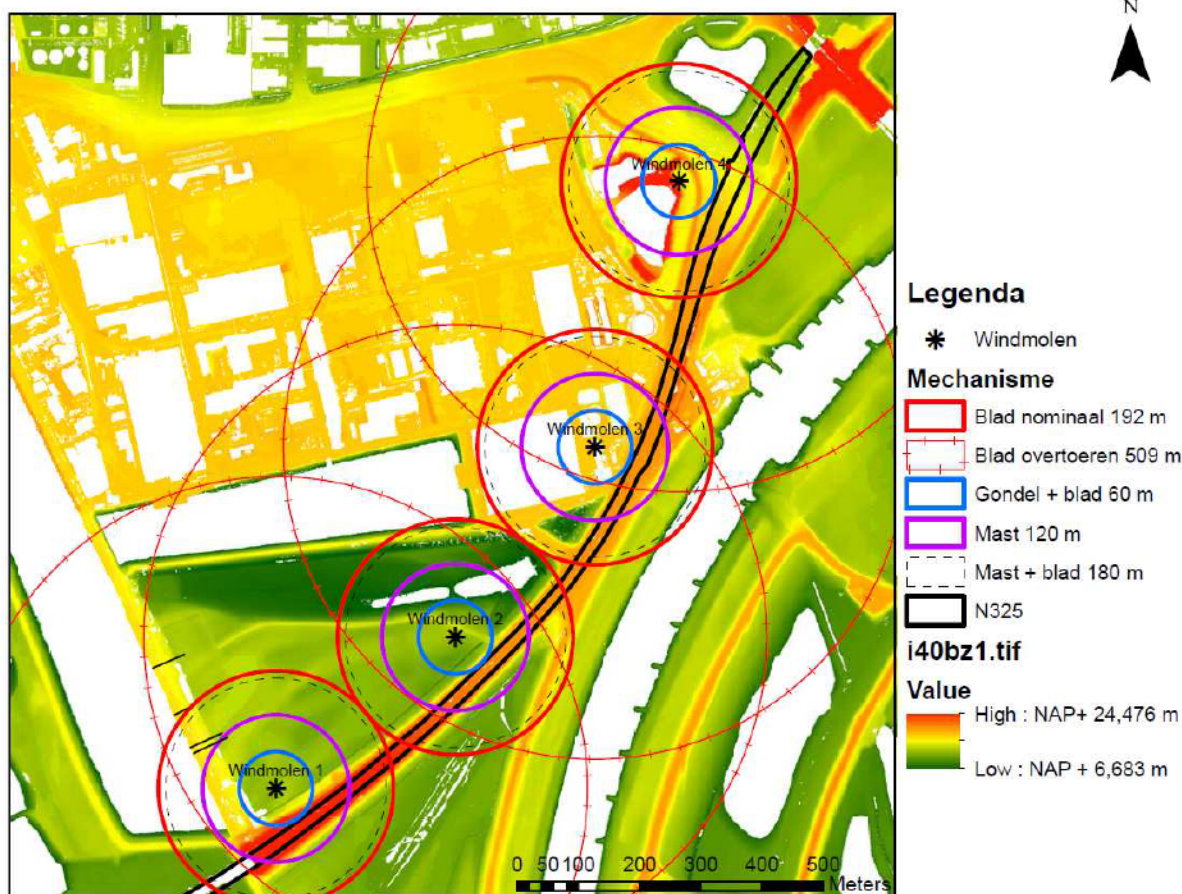
figuur 2.1 zijn de locaties van de windturbine, de afsluiters en de damwand aangegeven met de bijbehorende invloedsgebieden van de faalmechanismes.

In de MER Studie externe veiligheid [MER 2016] zijn verschillende configuraties van windturbines bekeken. Op basis hiervan is de werpafstand van het blad bepaald. Hierbij is uitgegaan van de werpafstand van de Siemens SWT 108 3.0. Deze geeft de grootste werpafstand (worst-case) voor bladbreuk, namelijk 192 m (nominaal bedrijf).

Opgemerkt wordt dat bladbreuk bij overtoeren niet verder wordt beschouwd. De kans hierop is ongeveer 2 ordes kleiner dan bladbreuk bij nominaal bedrijf en is daarmee verwaarloosbaar. Uit onderstaande figuur blijkt dat de kans op falen van de dijk aan de overzijde van de rivier als gevolg van bezwijken van een windturbine verwaarloosbaar is, gegeven dat de kans op falen bij overtoeren verwaarloosbaar klein is.

Tabel 2.2: Invloedsgebied faalmechanisme

Faalmechanisme	Max invloedsafstand vanaf middelpunt windturbine [m]
Blad nominaal	192
Gondel + blad*	60
Mast	120
Mast + blad	120+60 (=tiphoogte)
* Invloedsgebied gondel incl. rotor, gondel valt in de nabijheid van de mast	



Figuur 2.1 overzicht invloedsgebieden per faalmechanisme windturbine

2.6.1 Impact bij bladbreuk

Bij bladbreuk wordt aangenomen dat 1 blad faalt en van de rotor weggeworpen wordt. Het blad kan op verschillende manieren op de grond vallen: met het blad plat, dus over de lengte van het blad, en met root-first, wat een puntvormige belasting geeft, én alle varianten daar tussen in. Tabel 2.3 geeft de berekende indicatieve penetratiedieptes voor de situaties dat het blad plat valt en met de 'root', het gedeelte waarmee het blad is bevestigd aan de rotor. De berekeningen zijn opgenomen in bijlage A.

Tabel 2.3: Penetratiediepte blad

Onderdeel	Berekende indicatieve penetratiediepte [m]
Blad plat	0,15
Blad root-first	0,7

2.6.2 Impact bij gondelfalen

Als de gondel faalt houdt dat in dat de gondel inclusief rotor van de mast valt. De berekende indicatieve penetratiediepte is geldig voor de gondel alleen, de bladen geven een veel minder grote impact. De gondel kan binnen twee extremen vallen, op het grootste en op het kleinste oppervlak. De penetratiedieptes staan weergegeven in Tabel 2.4. De berekeningen zijn opgenomen in bijlage A.

Tabel 2.4: Penetratiediepte gondelfalen

Onderdeel	Berekende indicatieve penetratiediepte [m]
Gondel grootste oppervlak	0,6
Gondel kleinste oppervlak	1,4

2.6.3 Impact bij mastfalen

De mast kan op meerdere wijzen bezwijken: door knikken van de mast, wat op elke hoogte kan gebeuren of het compleet omvallen van de mast waarbij de mast faalt bij de fundering. Als de mast faalt gaat de gondel inclusief rotor ook mee. De berekende indicatieve penetratiedieptes, weergegeven in Tabel 2.5 zijn geldig voor alleen de mast. De berekeningen zijn opgenomen in bijlage A. Opgemerkt wordt dat in de berekende penetratiedieptes geen rekening gehouden is met de aanwezigheid van de wegverharding, er is uitgegaan van zand als ondergrond. De berekende maximale penetratiediepte van 0,6 m is daarom conservatief.

Tabel 2.5: Penetratiediepte mastfalen

Onderdeel	Berekende indicatieve penetratiediepte [m]
Mast voet	0,1
Mast ter plaatse van gondel	0,6

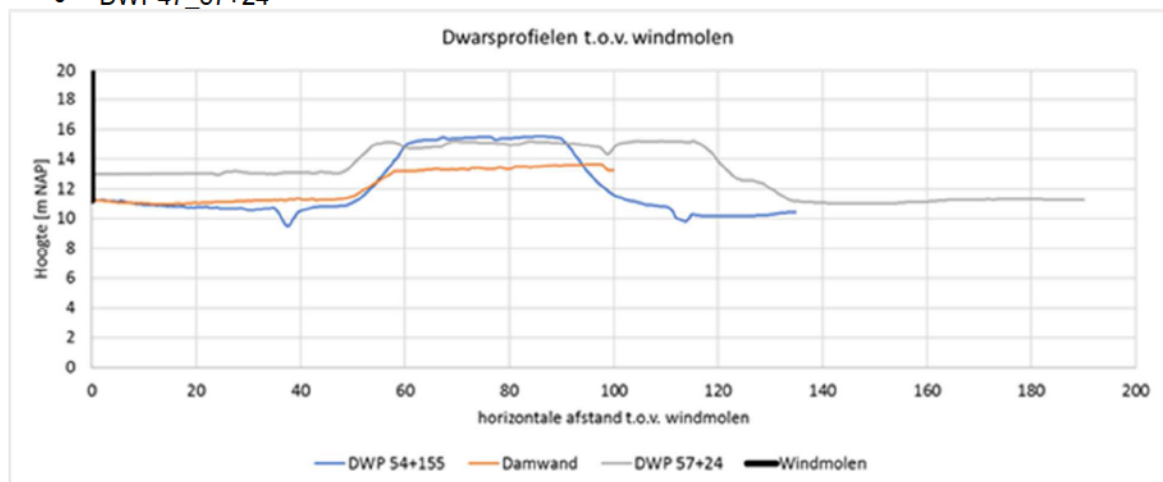
3. ANALYSE IMPACT WINDTURBINES OP WATERKERING

Voor de analyse van impact van windturbines op de waterkering is uitgegaan van de in hoofdstuk 2 beschreven uitgangspunten. Voor de beoordelingsspooren hoogte, macrostabiliteit, piping en bekleding is een analyse opgesteld waarbij is bepaald of de dijk inclusief de aanwezigheid van de windturbines voldoet aan de norm. Deze beoordelingsspooren worden voor twee dwarsdoorsneden geanalyseerd.

3.1 Dwarsdoorsneden

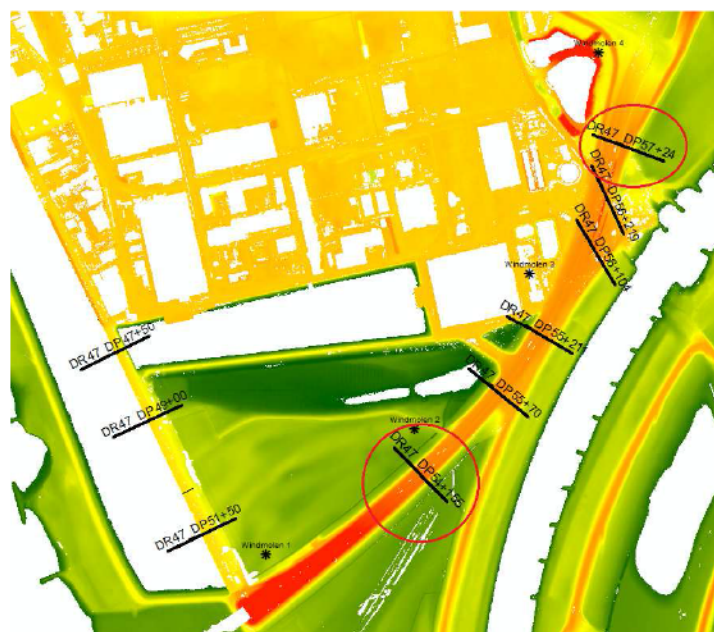
Voor drie dwarsdoorsneden wordt de impact van de windturbine geanalyseerd. Hiervan zijn twee dwarsdoorsneden gelegen bij het brede dijktraject dat de N325 volgt, en één dwarsdoorsnede is gelegen ter plaatse van het traject waar de damwand aanwezig is, aan de westzijde bij de haven. De dwarsdoorsneden zijn weergegeven in Figuur 3.1. De locatie van de dwarsdoorsneden zijn weergegeven in Figuur 3.2. De locaties komen overeen met de volgende leggerprofielen:

- DWP47_54+155
- DWP47_57+24



Figuur 3.1 Dwarsdoorsneden maatgevende profielen

De keuze voor deze dwarsprofielen is aan de hand van hoogte, breedte en voorland gemaakt. Hierbij is DWP47_57+155 gekozen vanwege het relatief smalle dijklichaam (kruinbreedte 29,5 m) en DWP47_57+24 omdat op basis van Hydra-NL berekeningen de aanwezige overhoogte van de dijk het kleinst is. De actuele geometrie is bepaald uit de AHN2 kaart (i40bz1, jaar van opname 2010).



Figuur 3.2 locaties legger profielen en de twee maatgevende locaties

3.2 Bodem- en dijkbouw

Op basis van sonderingen DKM116 en DKM117 (dijklichaam) en sonderingen DKM18_000 en DKM22_000 (achterland) zie Bijlage E) uit het archief van Fugro en de boring vanuit DINO loket is de bodem- en dijkopbouw bepaald. De schematisatie van de bodem- en dijkopbouw is weergegeven in tabel 3.1. Tevens is hierbij het SOS ondergrondmodel betrokken, om te beschouwen of er scenario's aanwezig zijn die ongunstiger zijn dan uit het grondonderzoek blijkt. Gezien de dichtheid van het grondonderzoek wordt het namelijk mogelijk geacht dat de bodemopbouw lokaal af kan wijken. Uit het SOS blijkt echter dat de gehanteerde bodemopbouw conservatief is, de andere scenario's zijn gunstiger vanwege de minder dikke kleilaag onder het dijklichaam.

Tabel 3.1: globale bodemopbouw profiel DWP 54+155

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving	
15,8	tot	10,0	5,8 m	Zand dijklichaam zwak siltig
10,0	tot	6,7	3,3 m	Klei
6,7	tot	-8,0	14,7 m	Zand zwak siltig
-8,0			Maximaal verkende diepte	

Eén van de aspecten die relevant zouden kunnen zijn bij bezijkende windturbines betreft verweking van zandlagen en als gevolg daarvan stabiliteitsverlies. Of dit daadwerkelijk mogelijk is wordt betwijfeld, omdat verweking in het algemeen optreedt bij langdurige trillingen, terwijl de inslag van een windturbine(onderdeel) een eenmalige schokgolf teweeg brengt. Om eventuele verweking uit te kunnen sluiten is de verwekingsgevoeligheid van de aanwezig zandlagen beschouwd op basis van sonderingen. Hieruit blijkt dat het zand onder de kleideklaag zeer vastgepakt is en dus niet verwekingsgevoelig is. Het zand in het weg/dijklichaam heeft conform de formule van Baldi een relatieve dichtheid tussen de 60 en 80%. Dit betreft vastgepakt zand en is daarmee niet verwekingsgevoelig. Geconcludeerd wordt dus dat het zand niet gevoelig is voor verweking. Tijdens de gebruiksfase veroorzaken de windturbines

geen relevante trillingen zoals is onderzocht en beschreven in Fugro rapportage 1017-0121-000R01v02, d.d. 13 april 2017, zie bijlage J.

3.3 Beoordeling hoogte

De eerste analyse heeft betrekking op het beoordelingsspoor hoogte (overslag en overloop). Voor het faalmechanisme overslag en overloop is de toename van de faalkans bepaald met het stappenplan beschreven in paragraaf 2.4.

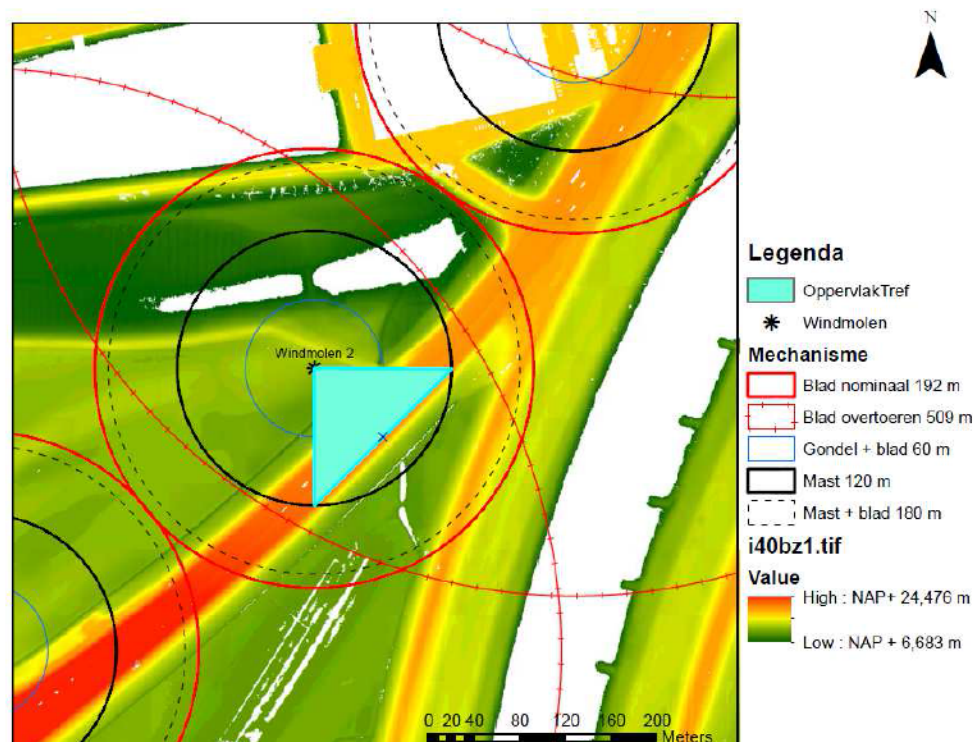
Stap 1: Bepaal kans op een vallend object.

Er wordt vanuit gegaan dat alleen bezwijken van de mast een significante kruindaling over de gehele breedte van de kruin kan veroorzaken. De gondel zal bij bezwijken namelijk in de directe omgeving van de mast vallen en niet op de kruin. Het blad heeft een dermate beperkte impact als deze plat valt, dat dit niet zal leiden tot significante kruindaling over de gehele breedte van de kruin.

De kans dat de mast faalt is $1,3 * 10^{-4}$ per jaar volgens handboek risicozonering windturbines [HRW, 2014].

Stap 2: Bepaal kans op het raken van de waterkering door een vallend object.

De mast inclusief gondel hebben een reikwijdte van 120 m. De mast en gondel kunnen binnen een segment van 90 graden het dijklichaam raken zie Figuur 3.3. Uitgaande van een uniforme verdeling van de trefkans levert dit een trefkans op van 25,0 %.



Figuur 3.3 Overzicht invloedsgebied windmolen

Stap 3: Bepaal schade door impact van vallend object.

Door falen van de mast en het inslaan op het dijklichaam kan er over de gehele breedte van het dijklichaam een kruinverlaging optreden van maximaal 0,6 m zie paragraaf 2.6. Met behulp van Hydra-NL is de benodigde kruinhoogte bepaald voor beide profielen bij een overslagdebiet van 0,1 l/s/m. Het overslagdebiet van 0,1 l/s/m is gehanteerd, omdat ervan uitgegaan wordt dat de bekleding van de dijk afwezig is na inslag. Opgemerkt wordt dat het hanteren van Hydra-NL leidt tot een niet-volledig probabilistische beoordeling, omdat de sterkte van de bekleding als determinist (rekenwaarde) is verwerkt in Hydra-NL.

De vereiste kruinhoogte is vergeleken met de maximaal aanwezige kruinhoogte dat aanwezig is in beide profielen. Het verschil tussen deze twee waarden is de overhoogte die beschikbaar is om impact van mastfalen op te vangen. In Tabel 3.2 is de aanwezige en benodigde hoogte weergegeven bij een overslagdebiet van $q = 0,1$ l/s/m, zonder impact van mastfalen.

Tabel 3.2: Toets hoogte

Dwarsprofiel	Hydrapunt	Q [l/s/m]	max hoogte kruin [NAP+m]	HBN [NAP+m]	Overhoogte [m]
DWP 54+155 (bij WT2)	IJ_1_47-1_dk_00006	0,1	15,84	15,64	+0,20
DWP 57+24 (bij WT4)	IJ_1_47-1_dk_00014	0,1	15,20	14,57	+0,63

In Tabel 3.3 zijn de resultaten gepresenteerd voor de situatie dat de mast gefaald is en over de gehele breedte een kruindaling van 0,6 m heeft veroorzaakt. Voor profiel DWP 57+24 geldt dat er voldoende overhoogte aanwezig is. Voor dit profiel geldt dus dat, gegeven bezwijken van de windturbine, er voldoende hoogte is om te voldoen aan de norm. Voor dwarsprofiel DWP 54+155 dient de faalkans verder te worden geanalyseerd, waarbij de kans op overstromen gedurende de hersteltijd wordt bepaald.

Tabel 3.3: Toets hoogte + impact bezwijken windturbine

Dwarsprofiel	Impact mastfalen [m]	Overhoogte [m]	Verskil	Voldoet ?
DWP 54+155 (bij WT2)	0,6	+0,20	-0,40	Nee, verder analyseren
DWP 57+24 (bij WT4)	0,6	+0,63	+0,03	Ja

Stap 4: Bepaal kans op hoogwater tijdens hersteltijd waterkering na impact door vallend object.

Zoals in de bovenstaande stap is beschreven, heeft DWP 54+155 onvoldoende overhoogte om de inslag van de mast te compenseren. In deze stap wordt de kans berekend dat hoogwater voorkomt tijdens de hersteltijd van de waterkering. De hersteltijd wordt aangenomen op 2 weken. In Hydra-NL is de terugkeertijd van hoogwater bepaald waarbij het profiel met een gereduceerde kruinhoogte van

NAP +15,24 m en met een maximaal overslagdebiet van 0,1 l/s/m nog steeds voldoet. Hieruit volgt een terugkeertijd van hoogwater van 613 jaar. De kans dat deze waterstand optreedt is bij benadering gelijk aan 1/613 per jaar. De kans op een ontoelaatbaar hoogwater tijdens herstelwerkzaamheden is bij benadering gelijk aan 2/52 van de jaarkans. De kans op een ontoelaatbaar hoogwater tijdens de hersteltijd bedraagt $1/613 \times 2/52 = 6,27 \cdot 10^{-5}$ per jaar.

Stap 5 bepaal kans op falen waterkering door schade door vallend object

De kans op falen van de waterkering door het falen van de mast wordt berekend door het vermenigvuldigen van de kans op falen van de mast (mastbreuk) , trefkans, hersteltijd en de terugkeertijd van hoogwater.

Kans op falen mastbreuk:	$1,3 \cdot 10^{-4}$ per jaar
Trefkans:	25 %
Hoogwater:	1/613 per jaar
Hersteltijd:	2/52 per jaar
Faalkans kering door schade door vallend object:	$2,04 \cdot 10^{-9}$ per jaar

Stap 6 Vergelijk faalkans met de norm

De faalkanseis voor hoogte bedraagt $2,40 \cdot 10^{-4}$ per jaar, zie paragraaf 2.2. De toename van faalkans voor hoogte door impact van een bezweken windturbine is 5 ordes lager dan de faalkanseis. Dit is een verwaarloosbare toename, waardoor geconcludeerd kan worden dat voldaan wordt aan de faalkanseis.

3.4 Beoordeling macrostabiliteit

Voor de bepaling van de faalkans voor de faalmechanismes macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts als gevolg van een bezweken windturbine is eerst een beoordeling uitgevoerd conform WBI2017 [RWS 2016]. Er is een eenvoudige toets uitgevoerd zie bijlage C. Uit de eenvoudige toets komt naar voren dat DWP 57+24 (bij WT4) voldoet aan de eisen van binnen en buitenwaartse macrostabiliteit vanwege de grote breedte van het dijklichaam. In de eenvoudige toets is de impact van een windturbine-onderdeel niet meegenomen, echter gezien de breedte van de dijk (kruin is ca. 60 m breed) is er ruim voldoende restbreedte in de dijk aanwezig indien macro-instabiliteit zou optreden. Daarnaast zal blijken dat de faalkansbijdrage van windturbines voor het DWP 54+155 verwaarloosbaar is, waardoor gesteld kan worden dat gezien de extra breedte die aanwezig is bij DWP 54+24 de faalkans ook verwaarloosbaar is.

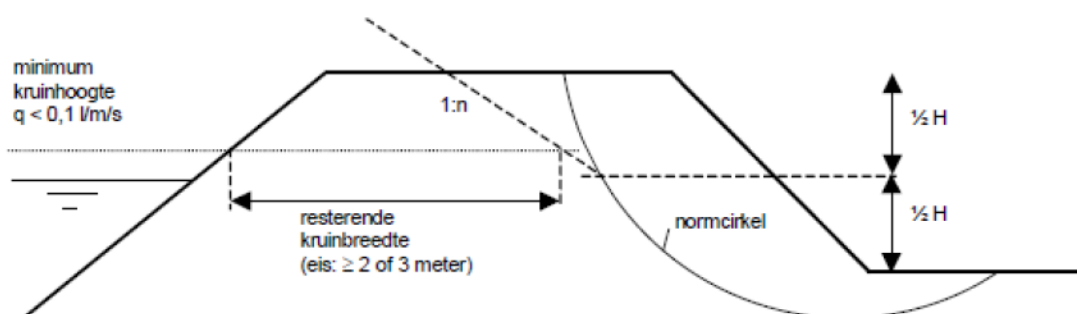
DWP 54+155 (bij WT2) voldoet niet aan de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken. Hiervoor is een gedetailleerde toets uitgevoerd, hieruit volgt eveneens dat het profiel niet voldoet aan de stabiliteitseis, zie bijlage C. Een stabiliteitsfactor voor STBI van $SF = 0,8$ (inclusief belasting windturbine) is berekend, terwijl de stabiliteitseis $SF \geq 1,15$ bedraagt. Voor STBU is een stabiliteitsfactor van $SF = 0,64$ (inclusief windturbine) berekend. Voor STBU is een conservatieve freatische lijn aangehouden. Daarnaast is de tabelparameter voor de POP gehanteerd. Dit zijn zaken die geoptimaliseerd zouden kunnen worden, echter dit is niet gedaan omdat verwacht wordt dat dit niet zal leiden tot een voldoende oordeel. Het niet-voldoen aan de stabiliteitseis wil echter niet zeggen dat er

sprake is van overstromen bij instabiliteit. Er is namelijk een aanzienlijke restbreedte aanwezig in het dijklichaam. Dit wordt in de volgende paragraaf uitgewerkt.

3.4.1 Restbreedte-bepaling

Wegens de breedte van de dijk van bijna 30 m is er voor gekozen om een toets op maat te doen, waarin een restbreedte analyse wordt uitgevoerd. Instabiliteit van het binnen- of buitentallud en de daarmee gepaard gaande afschuiving hoeft niet te leiden tot functieverlies, als er nog genoeg restbreedte over blijft na een afschuiving die de maatgevende waterstand kan keren. Binnen WBI2017 is op dit moment geen methode beschikbaar om een restbreedte-analyse te doen. Daarom is de bestaande restbreedte methode beschreven in Technisch rapport Actuele sterkte van dijken [TRAS 2009] toegepast. Door Helpdesk Water is bevestigd dat ze methode nog steeds toegepast kan worden.

De restbreedte-methode is grafisch weergegeven in figuur 3.4. Hierbij geldt dat er na een afschuiving van de normcirkel en een secundaire afschuiving nog minimaal 3 m kruinbreedte over moet zijn waarbij de overslag minder dan 0,1 l/s/m is bij maatgevende waterstanden. De hellingshoek van de secundaire afschuiving is daarbij 1:4 voor een dijklichaam bestaande uit zand.



Figuur 3.4: Grafische weergaven restbreedte-methode, bron: [TRAS 2009]

De restbreedte-methode is zowel toegepast voor het binnen- als buitentallud. Voor het buitentallud geldt dat, als er instabiliteit is opgetreden, erosie plaats kan vinden door golven en stroming, doordat er geen grasmat aanwezig is. Deze hoeveelheid erosie is berekend op 6 m, zie bijlage B. Dit houdt in dat naast de minimaal benodigde kruinbreedte van 3 m, er een extra breedte van 6 m nodig is voor eventuele erosie. De kruinhoogte wordt berekend bij een overslagdebiet van 0,1 l/s/m, omdat ervan wordt uitgegaan dat de bekleding van de dijk kapot is bij inslag van windturbine(onderdelen), en er dus geen significante overslag plaats mag vinden.

Voor de restbreedte-methode is het glijvlakkenmodel Bishop toegepast, omdat methode LiftVan geen contourplots geeft voor de normcirkel. Aangezien de berekende glijcirkels voor beide methoden vrij goed overeenkomen wordt het toepassen van methode Bishop mogelijk geacht. Bishop heeft een modelfactor van 1,11 wat de stabiliteits-eis verhoogt: STBU=1,12 en STBI=1,20.

De restbreedte analyse dient als uitgangspunt voor de bepaling van de toename van de faalkans door falen van de windturbine voor profiel DWP 54+155. Eerst zal het stappenplan zoals beschreven in

paragraaf 2.4 voor binnenwaartse stabiliteit doorlopen worden en vervolgens voor buitenwaartse stabiliteit.

Opgemerkt wordt dat de hier gehanteerde methode niet volledig probabilistisch is. In dit geval is beschouwd bij welke buitenwaterstand nog precies wordt voldaan aan de restbreedte, waarbij de restbreedte is bepaald bij de stabiliteitseis op doorsnedeniveau voor macrostabiliteit. Hierbij is veronderstelt dat de kans op instabiliteit bij de normcirkel 1 is, terwijl dit in werkelijkheid veel lager is. Bij lagere waterstanden is veronderstelt dat de kans op falen 0 is, in de praktijk zal dit niet helemaal 0 zijn. Een alternatief is om het volledig probabilistische te berekenen, echter dit is voor dit doel een bovenmatig grote inspanning. De hier gehanteerde methode is (zeer) conservatief.

3.4.2 Macrostabiliteit binnenwaarts

Stap 1: Bepaal kans op een vallend object.

Een vallend object op de dijk kan leiden tot een verlaagde macrostabiliteit, doordat dit een bovenbelasting geeft op de kruin. Tevens kan een schokgolf ontstaan bij het treffen van de waterkering, waardoor wateroverspanning op zou kunnen treden, wat effect kan hebben op de macrostabiliteit. Aangezien de schokgolf eenmalig is wordt het optreden van wateroverspanning en daardoor effect op macrostabiliteit verwaarloosbaar geacht. Ook kan een krater worden veroorzaakt onder aan het talud, waardoor er minder tegendruk is voor een afschuifvlak. Aangezien de grond met name wordt verdicht, waardoor het gewicht niet significant afneemt, en het gat zal worden opgevuld met de windturbine wordt dit effect ook verwaarloosbaar geacht, en wordt alleen het extra gewicht op de dijk beschouwd.

Er wordt vanuit gegaan dat alleen bezwijken van de mast kan leiden tot macro-instabiliteit van de dijk. Bij bezwijken van alleen de gondel zal deze in de directe omgeving van de windturbine terechtkomen, en niet op de kruin/talud van de dijk. Gezien het relatief geringe gewicht van het blad (ca 15.000 kg over een lengte van 60 m) wordt aangenomen dat dit niet leidt tot significante gewichtsverhoging voor het faalmechanisme macro-instabiliteit. De kans dat de mast faalt is $1,3 \cdot 10^{-4}$ per jaar volgens handboek risicozonering windturbines [HRW, 2014].

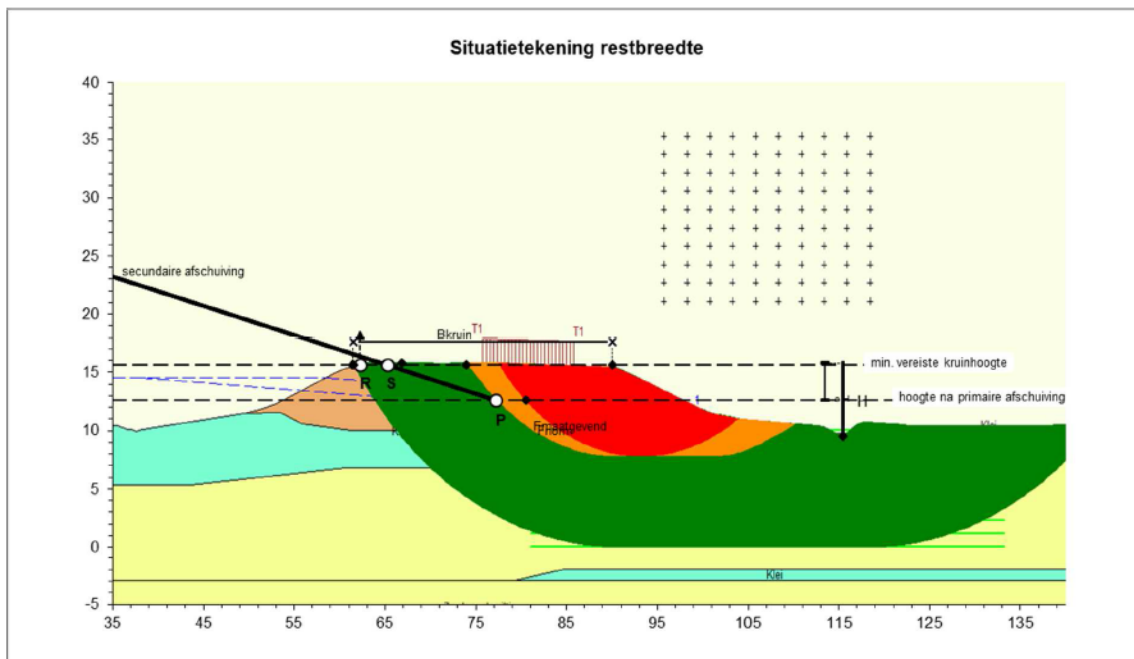
Stap 2: Bepaal kans op het raken van de waterkering door een vallend object.

De mast en gondel kunnen binnen een segment van 90 graden het dijklichaam raken zie Figuur 3.3. Uitgaande van een uniforme verdeling van de trefkans levert dit een trefkans op van 25 %.

Stap 3: Bepaal schade door impact van vallend object.

Met behulp van de restbreedte-methode is bepaald bij welke buitenwaterstand voldoende restbreedte over is voor binnenwaartse stabiliteit. Hierbij is het gewicht van de gondel op de kruin van de dijk gezet, wat het onderdeel van de windturbine is dat de grootste belasting per m² geeft. Voor de belasting van de gondel is uitgegaan van 200 ton (zie bijlage A voor achtergrond). Voor het oppervlak van de gondel wordt uitgegaan van 10 x 4 m. Dit levert een gelijkmatig verdeelde belasting op van 50 kN/m². Deze belasting is in werkelijkheid slechts aanwezig over de lengte/breedte van de gondel, echter in de berekening is ervan uitgegaan dat deze een oneindige lengte heeft (conservatief).

Uit de berekening volgt dat er voldoende restbreedte aanwezig is bij hoogwater met een terugkeertijd van 1/1000 per jaar. In figuur 3.5 is de restbreedte-analyse grafisch weergegeven.



Figuur 3.5 Restbreedte analyse binnenwaartse stabiliteit

step 4: Bepaal kans op hoogwater tijdens hersteltijd waterkering na impact door vallend object.

Uit bovenstaande stap blijkt dat bij een waterstand met een terugkeertijd van 1000 jaar er precies voldoende restbreedte overblijft. De kans dat deze waterstand optreedt is bij benadering gelijk aan 1/1000 per jaar. De kans op een ontoelaatbaar hoogwater tijdens herstelwerkzaamheden is bij benadering gelijk aan 2/52 van de jaarkans. De kans op een ontoelaatbaar hoogwater tijdens de hersteltijd bedraagt: $1/1000 * 2/52 = 3,85 \cdot 10^{-5}$ per jaar.

Stap 5 Bepaal kans op falen waterkering door schade door vallend object

De kans op falen van de waterkering, voor het beoordelingsspoor binnenwaartse stabiliteit, door het falen van de mast wordt berekend door het vermenigvuldigen van de kans op falen van de mast (mastbreuk) , trefkans, hersteltijd en de terugkeertijd van hoogwater.

Kans op falen mastbreuk:	$1.3 \cdot 10^{-4}$ per jaar
Trefkans:	25 %
Hoogwater:	1/1000 per jaar
Hersteltijd:	2/52 per jaar
Faalkans kering door schade door vallend object:	$1,25 \cdot 10^{-9}$ per jaar

Stap 6 Vergelijk faalkans met de norm

De faalkanseis voor binnenwaartse macrostabiliteit bedraagt $P_{eis,dsn,STBI} = 3,58 * 10^{-6}$ per jaar (STBI), zie paragraaf 2.2. De toename van faalkans voor binnenwaartse macrostabiliteit door impact van een bezweken windturbine is ruim 3 ordes lager dan de faalkanseis. Dit is een verwaarloosbare toename, waardoor geconcludeerd kan worden dat voldaan wordt aan de faalkanseis.

3.4.3 Macrostabiliteit buitenwaarts

Voor de buitenwaartse stabiliteit wordt de situatie beschouwd, dat er sprake is van bezwijken van de windturbine bij 'normale' rivierwaterstanden. Zoals eerder opgemerkt wordt in dat geval niet voldaan aan de stabiliteitseis, maar er is wel sprake van een aanzienlijk restbreedte in het dijklichaam. Vervolgens is de terugkeertijd van de buitenwaterstand bepaald waarbij sprake is van bezwijken van de dijk.

Er kan vanuit gegaan worden dat er geen afhankelijkheid is tussen hoog water (onafhankelijk van de windsnelheid) op de rivier en het bezwijken van een windturbine (deels afhankelijk van de windsnelheid) te zijn. Het is ook mogelijk dat er tijdens het bezwijken van de windturbine sprake is van een 'val na hoogwater', waardoor de freatische lijn in de dijk hoog is, en daardoor het afschuifvlak groter zal zijn. De situatie met het tegelijkertijd optreden van bezwijken van windturbine en een 'val na hoogwater' levert echter een verwaarloosbare kleine faalkans van de dijk op. Ook is het mogelijk dat tijdens bezwijken van de windturbine al sprake is van hoogwater. De kans hierop is ook verwaarloosbaar klein. In dat geval is bovendien sprake van tegendruk van het water bij het buitentalud, waardoor het afschuifvlak kleiner is. Dit scenario is daarmee ook niet maatgevend.

Stap 1: Bepaal kans op een vallend object.

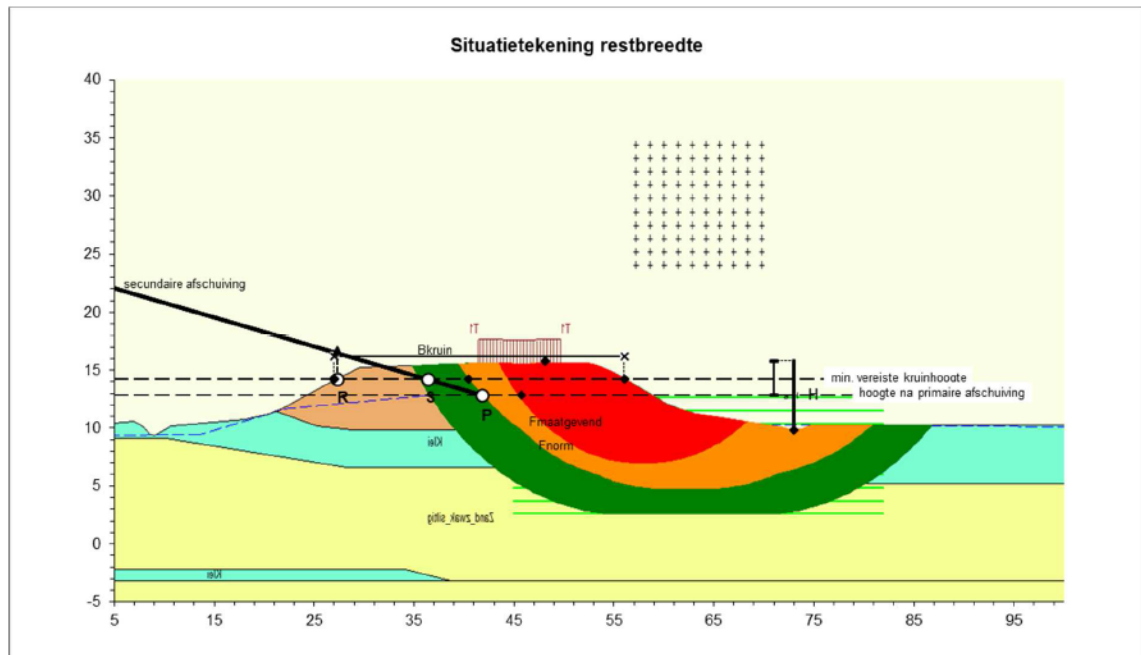
De situatie dat de gondel op het dijklichaam komt is alleen mogelijk als er falen van de mast optreedt. De kans dat de mast faalt is $1,3 * 10^{-4}$ per jaar volgens handboek risicozonering windturbines [HRW, 2014].

Stap 2: Bepaal kans op het raken van de waterkering door een vallend object.

De mast en gondel kunnen binnen een segment van 90 graden het dijklichaam raken zie Figuur 3.3. Uitgaande van een uniforme verdeling van de trefkans levert dit een trefkans op van 25,0 %.

Stap 3: Bepaal schade door impact van vallend object.

Berekend is, dat niet wordt voldaan aan de faalkanseis voor buitenwaartse stabiliteit, als sprake is van het gewicht van de gondel op kruin van de dijk. Daarom is met behulp van de restbreedte methode beschouwd wat de aanvullende secundaire afschuiving is en de hoeveelheid erosie als sprake is van hoge rivierwaterstanden. Hierbij is rekening gehouden met een erosiemarge van 6 m, zie bijlage B. Uit de analyse blijkt dat bij een buitenwaterstand van NAP + 14,2 m sprake is van precies voldoende restbreedte, zie Figuur 3.6.



Figuur 3.6 Restbreedte analyse buitenwaartse stabiliteit

Stap 4: Bepaal kans op hoogwater tijdens hersteltijd waterkering na impact door vallend object.

Uit de restbreedte analyse volgt, dat als er sprake is van instabiliteit van het buitentalud, er bij een buitenwaterstand van maximaal NAP +14,2 m er nog precies voldoende restprofiel aanwezig is. Met behulp van Hydra-NL, een aangepaste kruinhoogte en een maximaal overslag debiet van 0,1 l/s/m is er een terugkeertijd van 35 jaar voor hoogwater bepaald die aan deze eisen voldoet. De kans dat deze waterstand optreedt is bij benadering gelijk aan 1/35 per jaar. De hersteltijd is aangenomen op twee weken. De kans op een ontoelaatbaar hoogwater tijdens herstelwerkzaamheden is bij benadering gelijk aan 2/52 van de jaarkans.

De kans op een ontoelaatbaar hoogwater tijdens de hersteltijd van de waterkering bedraagt: $1/35 * 2/52 = 1,10 \cdot 10^{-3}$ per jaar.

Stap 5 Bepaal kans op falen waterkering door schade door vallend object

De kans op falen van de waterkering door het falen van de mast wordt berekend door het vermenigvuldigen van de kans op falen van de mast (mastbreuk) , trefkans, hersteltijd en de terugkeertijd van hoogwater.

Kans op falen mastbreuk:	$1,3 \cdot 10^{-4}$ per jaar
Trefkans:	25 %
Hoogwater:	1/35 per jaar
Hersteltijd:	2/52 per jaar
Faalkans kering door schade door vallend object:	$3,57 \cdot 10^{-8}$ per jaar

Stap 6 Vergelijk faalkans met de norm

De faalkanseis voor buitenwaartse macrostabiliteit bedraagt $P_{eis,dsn,STBI} = 3,58 * 10^{-6}$ per jaar (STBU), zie paragraaf 2.2. De toename van faalkans voor binnenwaartse macrostabiliteit door impact van een bezweken windturbine is meer dan 2 ordes lager dan de faalkanseis. Dit is een verwaarloosbare toename, waardoor geconcludeerd kan worden dat voldaan wordt aan de faalkanseis.

3.5 Beoordeling piping

Voor de beoordeling van piping wordt het stappenplan zoals beschreven in paragraaf 2.4 niet doorlopen omdat, gegeven een bezweken windturbine, de invloed van de windturbine op het faalmechanisme verwaarloosbaar is.

Uit de sonderingen volgt dat het dijklichaam uit zand bestaat en dat er een kleilaag onder de dijk aanwezig is. Onder de kleilaag is zand aanwezig. De dijk is dus potentieel gevoelig voor piping, door de zandlaag onder de aanwezige kleilaag. De dikte van de kleilaag bedraagt aan de buitenzijde van de dijk (voorland) ongeveer 4-5 m en aan de binnenzijde van de dijk ongeveer 1 m.

Als er een windturbine-onderdeel terecht komt aan de binnenzijde van de dijk dan kan de kleilaag worden doorsneden, waardoor een uitrede-punt voor piping ontstaat. Echter, gezien de dikte van de kleilaag in het achterland zal de kleilaag zonder de impact van de windturbine sowieso al opbarsten bij hoog water. Er zal dus sowieso een uitredepunt ontstaan. Een falende windturbine die terecht komt bij het achterland heeft dus geen additionele invloed op piping.

Als er een windturbine-onderdeel terecht komt aan de buitenzijde van de kering kan de deklaag lokaal dunner worden of worden doorsneden. Hierdoor kan de doorlatendheid toenemen, wat de kans op piping vergroot. Gezien de dikte van de kleilaag van 4-5 m zal de deklaag echter niet volledig doorsneden worden. Daarnaast zal er bij inslag hooguit lokaal een gat ontstaan, waardoor de doorlatendheid slechts beperkt zou worden vergroot als deze toch de kleilaag volledig zou doorsnijden.

Geconcludeerd kan dus worden dat de invloed van de windturbine op het faalmechanisme piping verwaarloosbaar is.

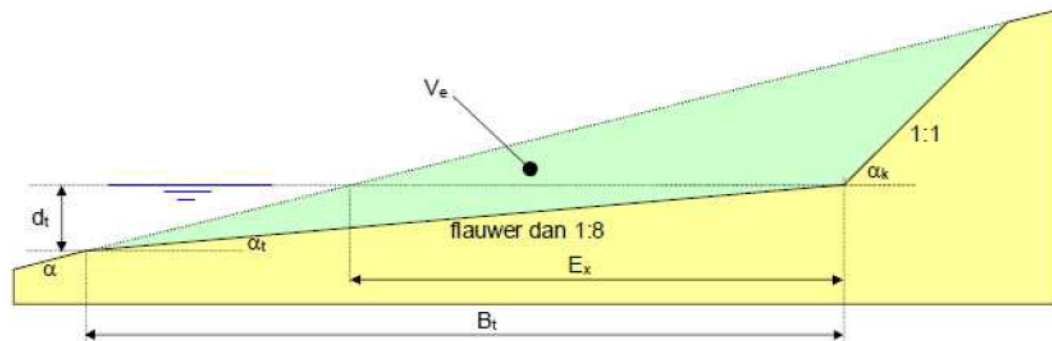
3.6 Beoordeling bekleding

Voor de beoordeling van de bekleding wordt het stappenplan zoals beschreven in paragraaf 2.4 niet doorlopen omdat, gegeven een bezweken windturbine, de invloed van de windturbine op het de bekleding verwaarloosbaar is.

Aan de buitenzijde van de dijk is een grasbekleding en struikgewas aanwezig. Als het blad of de mast/gondel inslaat op de grasbekleding aan de buitenzijde van de dijk wordt verwacht dat de grasbekleding (lokaal) beschadigd raakt en dat de onderlaag bloot komt te liggen. Het is niet bekend of er een kleilaag aanwezig is onder de grasbekleding. Normaal gesproken is dit bij dijken wel het geval, echter in dit geval is het grondlichaam tevens de fundering van de weg (N325). Veiligheidshalve wordt ervan uitgegaan dat er geen kleibekleding aanwezig is onder de grasbekleding.

Als de grasbekleding kapot is, wil dit niet zeggen dat de dijk is gefaald, aangezien het dijklichaam relatief breed is. De dijk is pas gefaald als erosie door golven of stroming ervoor heeft gezorgd dat er onvoldoende restbreedte over is. Erosie kan zowel optreden door golven als door stroming. Er wordt vanuit gegaan dat erosie door stroming verwaarloosbaar zal zijn, aangezien er een zomerdijk aanwezig is voor de dijk met een hoogte van ca. NAP +14,5 m, die ervoor zorgt dat er geen significante stroomsnelheden optreden bij de dijk, ook niet bij maatgevende waterstanden.

Voor de berekening van de erosiemarge als gevolg van golfaanval wordt uitgegaan van [SBW, 2012]. In Figuur 3.7 is een profiel weergegeven van een deels geërodeerde dijk na golfaanval.



Figuur 3.7: Profiel van het talud na erosie, bron: [SBW, 2012]

In bijlage B is de berekening van de erosiemarge weergegeven. Een erosiemarge van $E_x = 6$ m is berekend. Deze is relatief beperkt omdat in het rivierengebied de strijklengtes beperkt zijn. Daarnaast is het optreden van hoog water en harde wind in het bovenrivierengebied niet gecorreleerd, wat het onwaarschijnlijk maakt dat er tegelijkertijd harde wind (= hoge golven) optreden.

De aanwezige kruinbreedte bij een overslagdebiet van 0,1 l/s/m bedraagt 19 m voor DWP47_54+155. Uitgaande van de berekende erosiemarge van 6 m is er dus voldoende restbreedte aanwezig als de buitenbekleding kapot is door impact van een falende windturbine.

Geconcludeerd kan dus worden dat de invloed van de windturbine op de bekleding verwaarloosbaar is.

3.7 Invloed op damwanden en afsluiters

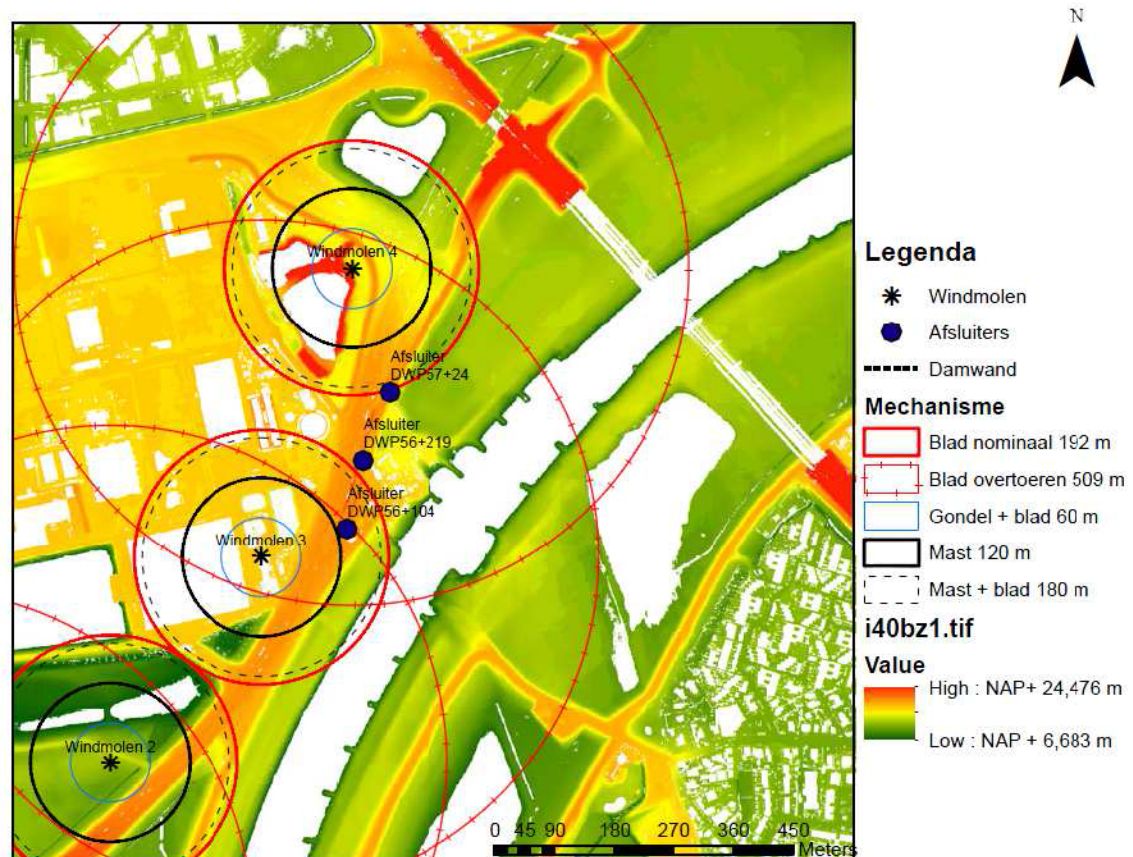
3.7.1 Afsluiters

Voor de drie leidingkruisingen/afsluiters langs de IJssel en de damwand langs de Nederrijn wordt de toename van de faalkans bepaald door middel van het bepalen van de kans op impact. De huidige faalkans van de constructie wordt niet bepaald. Het stappenplan uit paragraaf 2.4 is hier daarom niet toegepast.

De afsluiters liggen minimaal 2 m onder het maaiveld. Daarom kan worden aangenomen dat een blad geen significante schade aan kan richten aan de afsluiter. Als de gondel faalt, dan valt deze in de directe omgeving van de windturbine. Bij gondelfalen kan dus ook geen significante schade veroorzaakt worden

aan de afsluiters. De significante situaties zijn het bezwijken van de mast inclusief gondel. De masthoogte is 120 m, dat is het uiterste bereik van de mast en gondel bij omvallen.

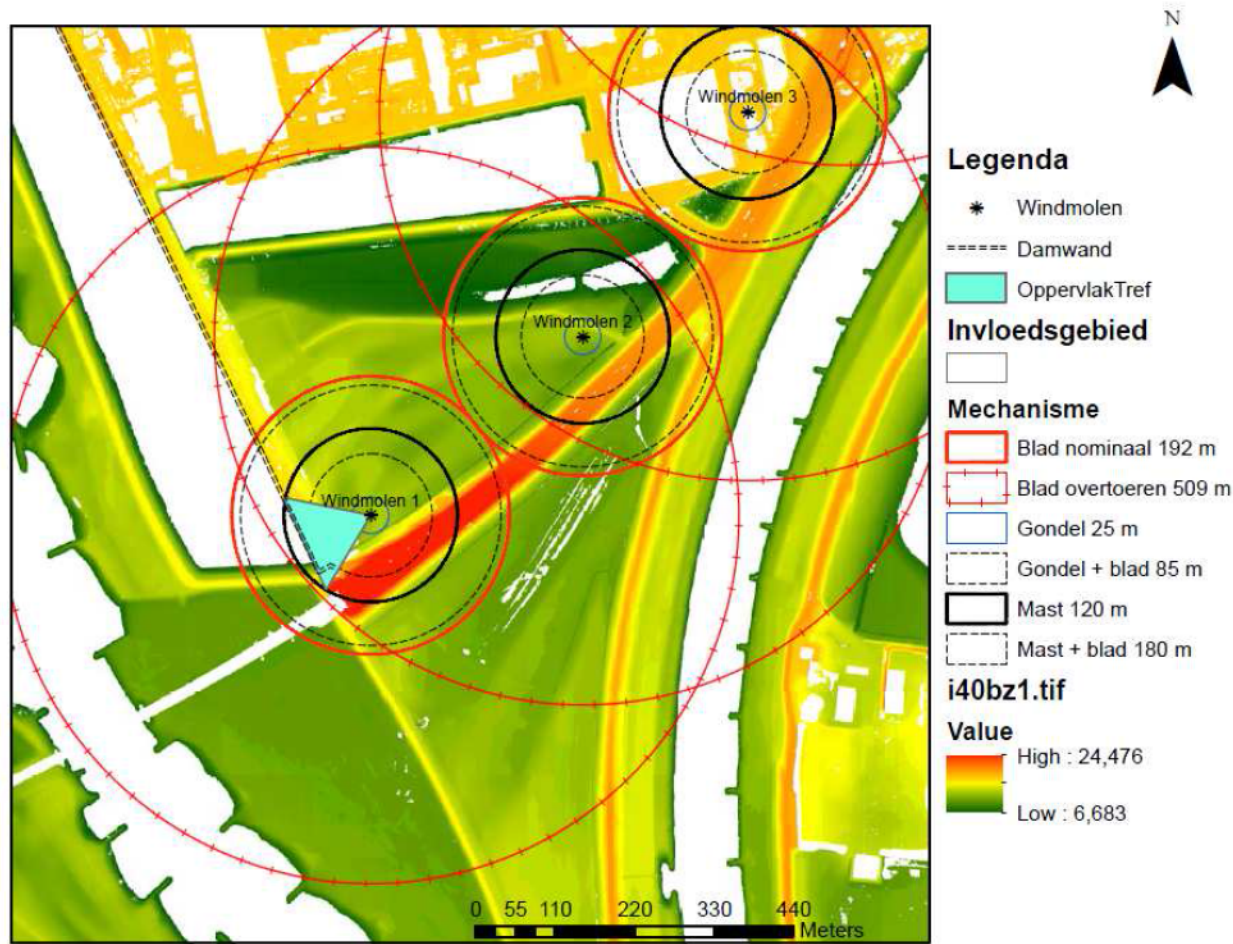
De locatie van de afsluiters en de invloedsgebieden van de windturbine zijn weergegeven in Figuur 3.8. Hieruit komt naar voren dat de afsluiters voor de windturbines buiten de 120 m grens vallen en dus niet getroffen kunnen worden door de gondel of mast. De afstand tussen het uiterste bereik van vallen van de mast van windturbine 3 en afsluiter DWR56+104 bedraagt 16 m, deze valt er dus net buiten.



Figuur 3.8: Locatie afsluiters en invloedsgebied windturbines

3.7.2 Damwand

De locatie van de damwand is weergegeven in Figuur 3.9. De damwand is voorzien van een betonnen deksloof zie Figuur 3.10. Voor de damwand wordt het stappenplan gevolgd dat beschreven is in paragraaf 2.4. Voor de damwand is de faalkansbijdrage berekend. Uitgangspunt voor deze berekening is dat de damwand faalt als de gondel of mast de constructie treft. Bij treffen van de damwand door het blad wordt er vanuit gegaan dat de schade beperkt zal zijn aangezien een betonnen deksloof aanwezig is, en dat het blad bij treffen versplinterd. Het wordt mogelijk geacht dat de 'root' van het blad wel significante schade aan kan richten, echter de kans dat de 'root' precies de damwand treft wordt verwaarloosbaar geacht. Daarnaast zal het gevolg hiervan beperkt zijn, een klein gat in de damwand als gevolg van het raken van blad zal niet leiden tot overstromen, omdat doorgaande erosie door de aanwezigheid van de damwand niet op zal treden.



Figuur 3.9 locatie damwand en invloedsgebied faalmechanismes windturbine



Figuur 3.10 Damwand op projectlocatie met betonnen deksloof

Stap 1 Bepaal kans op een vallend object

Zoals bovenstaand aangegeven, wordt er vanuit gegaan dat de damwand alleen faalt indien deze geraakt wordt door de gondel of mast. De damwand kan bij gondelfalen niet geraakt worden aangezien de minimale afstand tussen de locatie van de windmolen en de damwand 90 m bedraagt. Daarom is alleen falen van de mast maatgevend. De kans dat de mast faalt is $1,3 \cdot 10^{-4}$ per jaar volgens handboek risicozonering windturbines [HRW, 2014].

Stap 2 bepaal kans op het raken van de waterkering door een vallend object

De mast en gondel kunnen binnen een segment van 70,9 graden de damwand raken. Uitgaande van een uniforme verdeling van de trefkans levert dit een trefkans op van 19,7% zie Figuur 3.9.

Stap 3 bepaal schade door impact van vallend object

Als de damwand geraakt wordt door mast en gondel wordt ervan uitgegaan dat de damwand tot aan maaiveldniveau vervormd is en dat het maaiveldniveau van de grond achter de damwand met 0,6 m is gedaald, zie de uitgangspunten in hoofdstuk 2.6.3. Het aanwezige maaiveldniveau achter de damwand bedraagt NAP+13,55 m. Inclusief een impactkrater van 0,6 m blijft een maaiveldniveau over met een hoogte van NAP +12,95 m.

Stap 4 bepaal kans op hoogwater tijdens hersteltijd waterkering na impact door vallend object

Met behulp van Hydra-NL is het hydraulisch belastingniveau bepaald bij een kruinhoogte van NAP+12,95m. Hierbij is uitgegaan van een toelaatbaar overslagdebiet van 0,1 l/s/m. Achter de damwand is asfalt aanwezig, echter verwacht wordt dat dit beschadigd is en dat het onderliggende materiaal blootligt.

Dit levert voor de drie aanwezige uitvoerlocaties de terugkeertijden zoals gepresenteerd in Tabel 3.4 op.

Tabel 3.4: Terugkeertijd hydraulische belasting bij een overslagdebiet van 0,1 l/sm en een kruinhoogte van NAP 13,55 m

Hydra-NL locatie	Terugkeertijd [jaar]
NR_1_41-1_dk_00110	2
NR_1_41-1_dk_00111	2
NR_1_41-1_dk_00112	3

De terugkeertijd van een waterstand die leidt tot falen van de waterkering bedraagt minimaal 2 jaar. Er wordt aangenomen dat het twee weken duurt om de schade te herstellen. De kans op een ontoelaatbaar hoogwater tijdens de hersteltijd is bij benadering gelijk aan $1/2 \cdot 2/52 = 1/52$ per jaar.

Stap 5 bepaal kans op falen waterkering door schade door vallend object

De kans op falen van de damwand door het falen van de mast wordt berekend door het vermenigvuldigen van de kans op falen van de mast (mastbreuk), trefkans, hersteltijd en de terugkeertijd van hoogwater.

Kans op falen mastbreuk:	$1.3 \cdot 10^{-4}$ per jaar
Trefkans:	19,7 %
Hoogwater:	1/2 per jaar
Hersteltijd:	2/52 per jaar
Faalkans kering door schade door vallend object:	$4,93 \cdot 10^{-7}$ per jaar.

Stap 6 Vergelijk faalkans met de norm

De eis op doorsnedeniveau voor de hoogte van de constructie is:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{N} = 2,4 \cdot 10^{-4}.$$

(uitgaande van $N=1$ en $\omega = 0,24$ voor hoogte constructies)

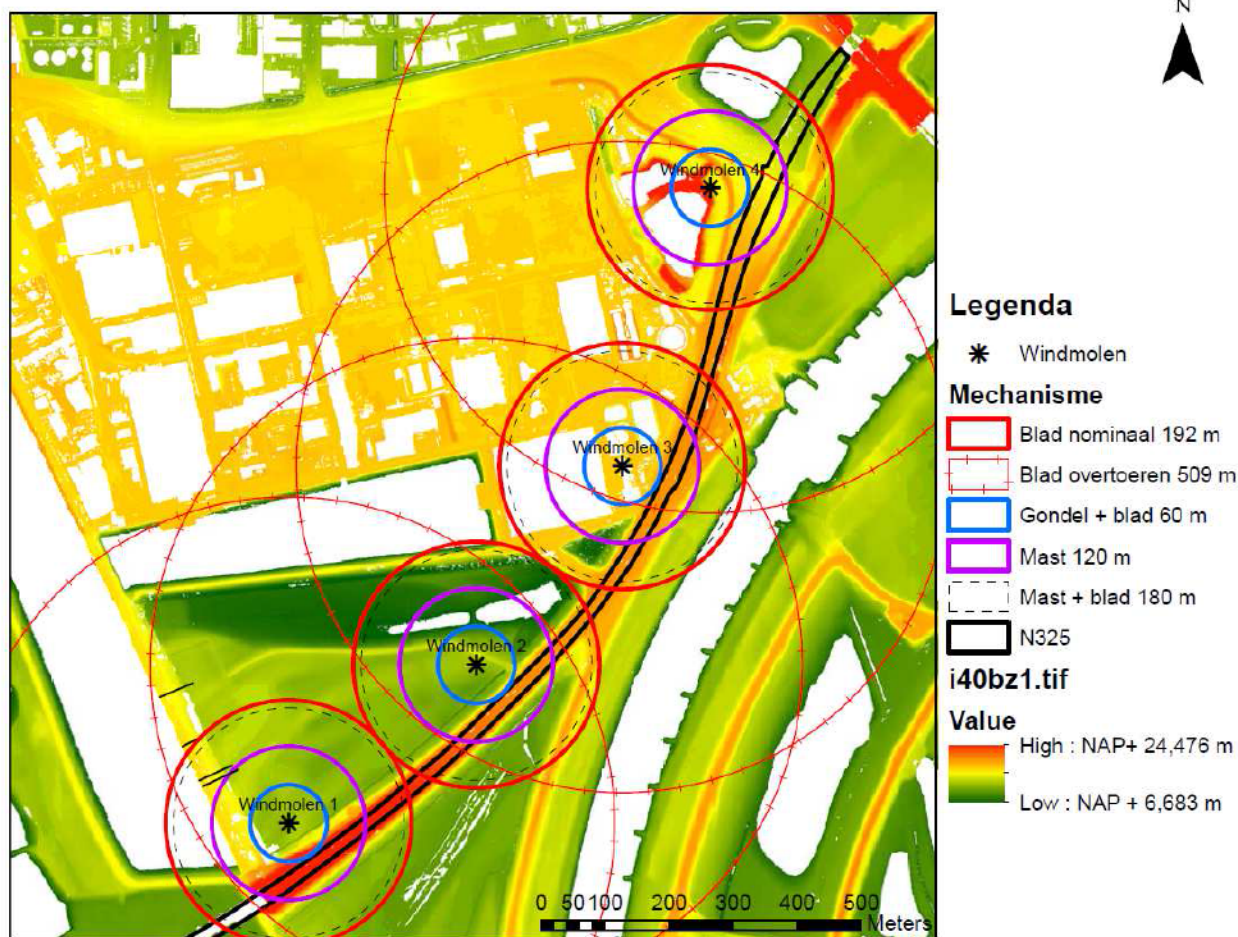
De faalkanseis is ruim twee ordes groter dan de berekende faalkans door falen van de windturbine. De toename van de faalkans van de damwand door falen van de windturbine kan dus verwaarloosbaar worden geacht.

Daarnaast wordt opgemerkt dat bij treffen van de damwand het ontstane gat (deels) zal worden opgevuld met de windturbine. De bres is dus mogelijk relatief beperkt. Hiermee is echter geen rekening gehouden in de beoordeling.

3.8 Beoordeling op trajectniveau

Zoals benoemd in paragraaf 2.3 dient naast de beoordeling op doorsnedeniveau ook een beoordeling te worden uitgevoerd op trajectniveau, voor alle 4 de windturbines tezamen. Hierbij geldt een faalkanseis van 1% van de norm, waarbij de 1% wordt gezien als een verwaarloosbare bijdrage. De dijk heeft een normering van 1/1.000 per jaar (ondergrens). De bijdrage van de 4 windturbines mag dus niet méér bedragen dan $1\% \times 1/1000 = 1,0 \cdot 10^{-5}$ per jaar.

Windturbine 1 kan invloed hebben op de faalkans van de waterkering aan de westzijde met de damwand, én bij de waterkering bij het gedeelte aan de N325. De overige 3 windturbines kunnen alleen invloed hebben op de faalkans van de waterkering aan de N325, zie figuur 3.11.



Figuur 3.11 Overzicht invloedsgebieden windturbines

De berekende faalkansen voor de verschillende windturbines zijn per faalmechanisme van de waterkering weergegeven in tabel 3.5. Hierbij is de faalkans die is berekend voor de doorsnede bij WT2 representatief gesteld voor de faalkans ter plaatse van WT1 en WT2.

Tabel 3.5: Faalkansen van de verschillende windturbine per faalmechanisme waterkering

Faalmechanisme	Faalkans WT1 [kans / per jaar]	Faalkans WT2 [kans / per jaar]	Faalkans WT3 [kans / per jaar]	Faalkans WT4 [kans / per jaar]
hoogte	2.04E-09	2.04E-09	2.04E-09	FTV
STBI	1.25E-09	1.25E-09	1.25E-09	FTV
STBU	3,57E-08	3,57E-08	3,57E-08	FTV
piping	FTV	FTV	FTV	FTV
bekleding	FTV	FTV	FTV	FTV
damwand	4.93E-07	FTV	FTV	FTV
afsluiters	FTV	FTV	FTV	FTV

* FTV = Faalkans te verwaarlozen

De totale additionele faalkans als gevolg van de aanwezigheid van de windturbines kan berekend worden door de faalkansen van de verschillende windturbines bij elkaar op te tellen. Dit resulteert in een berekende additionele faalkans van $5,0 \cdot 10^{-7}$ / jaar. Dit is ruimschoots minder dan de eis van $1,0 \cdot 10^{-5}$

per jaar. Geconcludeerd kan dus worden dat wordt voldaan aan de faalkanseis op trajectniveau voor de 4 windturbines tezamen.

4. AANDACHTSPUNTEN BOUWFASE, BEHEER EN EINDE EXPLOITATIE

4.1 Bouwfase

Ontgravingen

Voor de aanleg van de fundatie van de windturbine zal een ontgraving nodig zijn. De exacte afmetingen van de ontgraving zijn nog niet bekend. Echter, gezien de afstand van het funderingsblok tot de binnenteen (ca. 40 m) is dit waarschijnlijk mogelijk zonder dat de stabiliteit van de waterkering wordt aangetast. Als het funderingsblok zeer diep wordt geplaatst, is mogelijk een damwand nodig om de stabiliteit van het talud van de waterkering te kunnen garanderen. Als een diepe ontgraving plaats dient te vinden, is het tevens mogelijk dat bemaling nodig is. Een ontgraving leidt niet tot een verhoogd risico op piping, omdat de deklaag op het achterland sowieso zal opbarsten tijdens hoog water.

Kabels en leidingen

Niet bekend is of er kabels en leidingen gepland zijn in of nabij de waterkering. Er wordt vanuit gegaan dat er alleen kabels, en geen hogedruk gas- en/of vloeistofleidingen, nodig zijn voor de windturbine. Kabels hebben een verwaarloosbare invloed op de stabiliteit van de dijk, een kabel kan geen explosiekrater veroorzaken. Wel kunnen kabels in mantelbuizen een kwelweg veroorzaken als deze de dijk kruisen. Dit dient dus voorkomen te worden. Vanuit beheer oogpunt kunnen kabels onwenselijk zijn, omdat bij onderhoud de dijk zal moeten worden ontgraven.

Trillingen

Het effect van trillingen tijdens de aanleg is al onderzocht en beschreven in Fugro rapportage 1017-0121-000R01v02, d.d. 13 april 2017 bijgevoegd in bijlage J. Hieruit is geconcludeerd dat de waterkering in de invloedszone van trillingen als gevolg van aanleg van de fundering van de windturbine valt. Daarom is besloten om schroef/boorpalen toe te passen waardoor er geen significante trillingen te verwachten zijn als gevolg van de aanleg van de fundering van de windturbine.

4.2 Beheersfase

Vernatting rond windturbine

Rondom de fundatie van windturbines is vaak sprake van vernatting, als gevolg van afvloeiend regenwater vanaf de turbinefundatie. Hiermee is rekening gehouden door de aanleg van een sloot. Opgemerkt wordt dat vernatting rondom de windturbine geen effect zal hebben op de waterkerende veiligheid. Vernatting kan effect hebben op de macrostabiliteit en bekleding van de dijk, echter gezien de afstand van de turbine tot het talud (ca. 40 m) wordt dit risico verwaarloosbaar geacht.

Ijsafwerping

Bekend is dat ijsafwerping kan optreden, vooral bij stilstaande windturbines [HRW 2014]. Gezien de beperkte afmetingen en gewicht van deze ijsdelen wordt ervan uitgegaan dat dit de erosiebestendigheid van de bekleding niet aan kan tasten.

Overzichtelijkheid waterkering

Daarnaast kan de verminderde overzichtelijkheid van de waterkering door aanwezigheid van windturbines een rol spelen. Aangezien de windturbines naast de waterkering staan is dit in dit geval niet relevant.

Dijkversterking

Door de aanwezigheid van de windturbine kan een eventueel benodigde dijkversterking bemoeilijkt worden, doordat de ruimte hiervoor verminderd is. Echter, gezien de afstand van de windturbine tot de waterkering (minimaal ca. 40 m vanaf fundatieblok tot huidige binnenteen) wordt een eventuele dijkversterking in de toekomst nog goed mogelijk geacht. Alleen een eventuele binnenwaartse taludverflauwing kan ervoor zorgen dat de ruimte tussen de dijk en de windturbine minder groot wordt. Een eventuele taludverflauwing zal een ruimtebeslag vragen van enkele meters, waardoor een dijkversterking nog goed mogelijk zal blijven.

Kwel langs palen

Als er een paalsysteem toegepast wordt wat niet grondverdringend is, kan er mogelijk kwel optreden langs de paal bij hoge rivierwaterstanden. Bij grondverdringende palen speelt dit echter geen rol. Opgemerkt wordt echter dat dit geen aanvullend risico vormt voor de waterkering, aangezien de kleilaag vanwege de geringe dikte sowieso zal opbarsten.

Trillingen

Het effect van trillingen tijdens de exploitatiefase is al onderzocht en beschreven in Fugro rapportage 1017-0121-000R01v02, d.d. 13 april 2017 bijgevoegd in bijlage J. Hieruit is geconcludeerd dat trillingen tijdens de gebruiksfase van de windturbine een verwaarloosbaar effect hebben op de waterkering.

4.3 Sloofphase

Bij de sloof van de windturbine spelen met name trillingen een rol. Dit zijn trillingen die ontstaan als gevolg van de sloof van het funderingsblok en eventueel uittrekken van de palen. De palen zullen echter tot een afstand van maximaal 2 m onder maaiveld worden verwijderd. Hierdoor zullen de trillingen als gevolg van het verwijderen van de palen gering kunnen worden gehouden.

Het funderingsblok zal naar alle waarschijnlijkheid worden verwijderd na aanleg van de windturbine. Verwacht wordt dat trillingen als gevolg van de sloophamer aanzienlijk kunnen zijn, dit is op dit moment echter niet kwantitatief vast te stellen. Opgemerkt wordt dat het slopen van de turbinefundatie niet onmogelijk wordt gemaakt. Gezien de breedte van de waterkering is het risico op overstromen als gevolg van instabiliteit van het talud door bovengenoemde trillingen verwaarloosbaar.

5. STABILITEITSANALYSE WATERCOMPENSATIE

Voor het realiseren van de windturbines is een watercompensatie benodigd. Deze bestaat uit het vergroten van de bestaande sloot in de richting van het achterland met $1\text{m}^3/\text{m}$, over een lengte van ca. 470 m. In dit hoofdstuk wordt de invloed van de watercompensatie op de waterkerende veiligheid geanalyseerd. Hiervoor is een stabiliteitsberekening voor één maatgevend dwarsprofiel uitgevoerd. Daarnaast zijn de overige faalmechanisme kwalitatief beoordeeld.

5.1 Dwarsprofiel

De beoogde watercompensatie wordt gerealiseerd tussen windturbine 1 en 2, zie figuur 5.1. Hier bevindt zich de bestaande watergang. Het maatgevende dwarsprofiel voor stabiliteit is ter hoogte van windturbine 1 gekozen. Wegens het afwezig zijn van specifiek grondonderzoek is de keuze gemaakt op basis van geometrie. Ter plaatse van het maatgevend dwarsprofiel is de grootste kerende hoogte aanwezig en het talud is relatief steil (ca. 1V:2H). De dimensies van de achterliggende sloot zijn bepaald met behulp van AHN2. Hieruit komt dat de sloot ca. 1 m diep is. Voor de watercompensatie is de sloot met 1 m verbreedt.



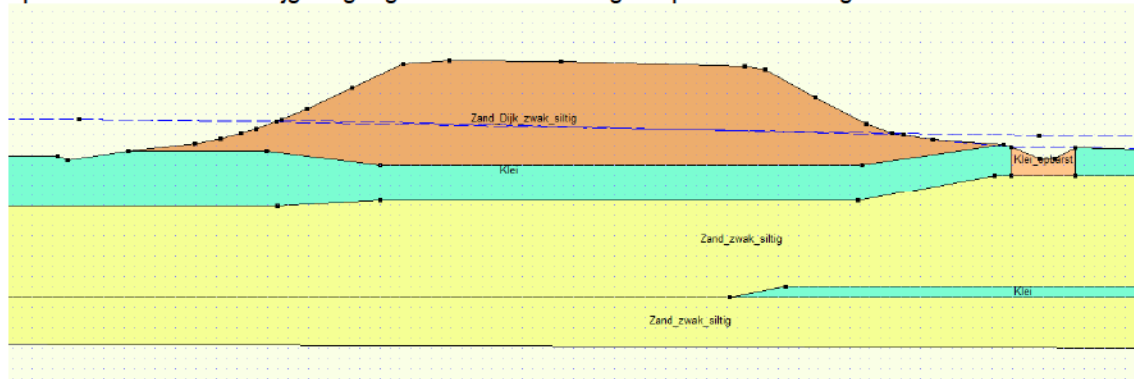
Figuur 5.1 Overzicht locatie watercompensatie en maatgevend dwarsprofiel

Op basis van sonderingen DKM23, DKM24, DKM26, DKM114, DKM115 uit het archief van Fugro en boring B40B0906 vanuit het DINO loket is de lokale bodemopbouw bepaald. De bodemopbouw en schematisatie van het dijklichaam is weergegeven in Tabel 5.1 en figuur 5.2.

Tabel 5.1 Globale bodemopbouw

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving	
20,1	tot	10,0	10,1 m	Zand dijklichaam zwak siltig
10,0	tot	6,5	3,5 m	Klei
6,5	tot	-8,0	14,5 m	Zand zwak siltig
-8,0			Maximaal verkende diepte	

De grondwaterstand in het dijklichaam is geschematiseerd conform [TRW 2004]. Ter plaatse van de sloot vindt opbarsten plaats. Deze zone heeft gereduceerde sterkteparameters ($c = 0$ $\phi = 0$). Door de opbarstzone wordt de stijghoogte gereduceerd tot het grenspotentiaal zie figuur 5.2.



Figuur 5.2 Schematisatie dwarsprofiel

De gehanteerde grondparameters zijn weergegeven in Tabel 6.4. Voor de klei onder de dijk is deze gebaseerd op de proevenverzameling van het Waterschap [5]. Voor het zand in het dijklichaam en de zand onder de kleideklaag zijn deze gebaseerd op [WBI M 2017]. De gehanteerde grondparameters betreffen de karakteristieke ondergrenswaarden.

Tabel 5.2: Gehanteerde materiaalparameters

Materiaal	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{dry} [kN/m ³]	Φ [°]	S[-]	POP [kN/m ²]
Zand dijklichaam zwak siltig	20	18	31,3*	-	-
Klei	17	17	-	0,22	15
Klei opbarstzone			0	0	0
Zand zwak siltig	20	18	31,3*	-	-

γ_{sat} = verzadigd volumiek gewicht

γ_{dry} = droog volumiek gewicht

θ = hoek van inwendige wrijving

S = normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio

POP = grensspanning

* Gebaseerd op [WBI M 2017], op basis van $\mu = 34$ graden en $VC = 0,05$

Het dijklichaam is beoordeeld bij een waterstand behorende bij de norm van 1/1000. Deze waterstand is met Hydra-NL bepaald en bedraagt NAP+14,51 m (uitvoerpunt IJ_1_47-1_dk_00006). De stabiliteitseis voor stabiliteit binnenwaarts (STBI) is bepaald in bijlage C2 en bedraagt 1,15.

5.2 Resultaten stabiliteitsanalyse

Om de invloed van het verbreden van de watergang te beoordelen zijn er twee berekeningen uitgevoerd: de huidige situatie en de situatie met het verbreden van de watergang (watercompensatie). De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabel 5.3 en visueel weergegeven in bijlage I.

Tabel 5.3 Resultaten stabiliteitsanalyse

Scenario	S.F. > 1,15
Huidige situatie	0,94
Watercompensatie	0,94

Uit de resultaten komt naar voren dat het verbreden met de watergang met $1\text{m}^3/\text{m}$ geen gevolgen heeft voor de stabiliteit. Uit de berekeningen blijkt tevens dat de stabiliteit in de huidige en toekomstige situatie niet voldoet aan de stabiliteitseis van 1,15. De dijk is echter zeer breed, waardoor er evenals bij voorgaande berekeningen (zie paragraaf 3,4) ruim voldoende restbreedte aanwezig is om het waterkerend vermogen bij maatgevende omstandigheden te kunnen garanderen, in het geval het binnentalud instabiel zou worden.

5.3 Overige faalmechanisme

Het verbreden van de achterliggende sloot heeft geen negatieve effecten op de overige faalmechanismen. Voor het faalmechanisme piping heeft de verbreding van de sloot een verwaarloosbaar effect. Ter plaatse van de sloot zal de deklaag bij maatgevende omstandigheden opbarsten, dit blijft het geval als de sloot verbreed wordt. Verder heeft het verbreden van de sloot geen invloed op buitenwaartse macrostabiliteit en de hoogte van de dijk.

6. CONCLUSIES

Voor het aan te leggen Windpark Koningspleij, bestaande uit vier windturbines, dient een watervergunning aangevraagd te worden, aangezien de windturbines zich binnen de invloedszone van de primaire waterkering bevinden. In dit rapport is de invloed bepaald van het bezwijken van de windturbines op de waterkering. De risico's van Windpark Koningspleij voor de waterkerende veiligheid van de dijk zijn voldoende klein, zoals hieronder wordt toegelicht. Daarnaast is de invloed van de beoogde watercompensatie op de waterveiligheid bepaald.

Aanpak

Er zijn twee maatgevende dwarsprofielen beschouwd op de relevante faalmechanismen overloop en overslag, macro-instabiliteit, piping en falen van de bekleding. Daarnaast is de invloed op de aanwezige damwand en de drie afsluiters bepaald. Verder zijn de aandachtspunten met betrekking tot de bouw, het beheer en de sloop geïnterpreteerd. Voor de watercompensatie is een stabiliteitsanalyse uitgevoerd voor 1 dwarsprofiel.

In dit rapport is de toename van de faalkans van de dijk en de aanwezige damwand door falen van de windturbines beschouwd. Hierbij is uitgegaan van de faalkansen voor windturbines zoals beschreven in handboek risicozonering windturbines. Voor de drie aanwezige afsluiters is de trefkans bepaald. Beoordeeld is of de faalkansbijdrage per faalmechanisme van de dijk verwaarloosbaar is. Voor de definitie van verwaarloosbaar is een faalkans gehanteerd die minimaal 2 ordes kleiner is dan de faalkanseis.

Overloop en overslag

Uit de beoordeling blijkt dat de toename van faalkans voor hoogte door impact van een bezweken windturbine 5 ordes lager is dan de faalkanseis. Dit is een verwaarloosbare toename, waardoor geconcludeerd kan worden dat voldaan wordt aan de faalkanseis. Hierbij is ervan uitgegaan dat alleen inslag van de mast kan leiden tot significante kruindaling over de gehele breedte van de dijk. Bij inslag van de overige windturbine-onderdelen (gondel en blad) blijft er voldoende hoogte of restprofiel over om de maatgevende waterstand te keren.

Macrostabiliteit

Uit de beoordeling blijkt dat de kans op falen van de dijk door binnenwaartse macro-instabiliteit ruim 3 ordes lager is dan de faalkanseis. De kans op falen van de dijk door buitenwaartse instabiliteit is ruim 2 ordes lager dan de faalkanseis.

In de beoordeling is als eerste de eenvoudige en gedetailleerde beoordeling uitgevoerd. Hieruit blijkt dat bij profiel DWP 57+24 (bij WT4) door de breedte van de waterkering macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts een verwaarloosbare faalkans heeft. Voor DWP 54+155 (bij WT2) is een gedetailleerde toets uitgevoerd. Hieruit blijkt dat de macrostabiliteit van het binnen- en buitentalud onvoldoende is, zowel voor de situatie met een windturbine-onderdeel op de dijk als zonder windturbine-onderdeel.

Er is vervolgens een restbreedte-analyse uitgevoerd in een toets op maat. Hieruit blijkt dat bij het binnen- en buitentalud na een afschuiving voldoende restprofiel van het dijklichaam overblijft om maatgevende waterstanden te kunnen keren.

Piping

De invloed op het faalmechanisme piping blijkt op basis van een fenomenologische beschouwing verwaarloosbaar klein.

Bekleding

Als de bekleding kapot gaat door de impact van een bezwijkende windturbine blijkt er voldoende restbreedte aanwezig te zijn om de maatgevende waterstand veilig te kunnen keren.

Damwand

Voor de damwand is de toename van de faalkans bepaald bij falen van de mast van windmolen 1. Dit levert een toename op van $4,93 \cdot 10^{-7}$ per jaar voor het beoordelingsspoor hoogte. Dit is ruim twee ordes kleiner is dan de geëiste faalkans. Geconcludeerd kan worden dat de toename van de faalkans door falen van de mast van windmolen 1 verwaarloosbaar is.

Afsluiters

Voor de drie aanwezige afsluiters is de trefkans bepaald. Hierbij geldt dat alleen mastfalen eventueel zou kunnen leiden tot schade aan de afsluiters. De impact van het blad wordt gezien de diepteligging van de afsluiters niet groot genoeg geacht om significante schade aan te richten. De mast inclusief gondel hebben een maximaal bereik van 120 m. Dit is niet ver genoeg om de afsluiters te raken, er is nog minimaal 16 m afstand aanwezig tot aan de dichtstbijzijnde afsluiter. Geconcludeerd kan dus worden dat de impact op de afsluiters voldoende klein is.

Watercompensatie

Uit de stabiliteitsanalyse van de dijk volgt dat het verbreden van de watergang tussen windturbines 1 en 2 geen significante impact heeft op de stabiliteit van de dijk. In beide situaties is eenzelfde stabiliteitsfactor berekend. Uit de berekening blijkt dat het maatgevende glijvlak niet voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor. De dijk is echter zeer breed, waardoor er ruim voldoende restbreedte aanwezig is om de waterkerende functie te kunnen garanderen mocht er sprake zijn van macro-instabiliteit van het talud. Voor de overige faalmechanismen volgt uit een kwalitatieve beschouwing dat er geen negatieve effecten optreden door het verbreden van de watergang.

Overige aandachtspunten

Uit een quick-scan naar overige aandachtspunten wordt verwacht dat trillingen als gevolg van het verwijderen van het betonnen funderingsblok met een sloophamer bij einde exploitatiefase aanzienlijk kunnen zijn. Dit is op dit moment echter niet kwantitatief vast te stellen. Opgemerkt wordt dat het slopen van de turbinefundatie niet onmogelijk wordt gemaakt. Gezien de breedte van de waterkering is het risico op overstromen als gevolg van instabiliteit van het talud door deze trillingen verwaarloosbaar.

Aangezien schroef/boorpalen worden toegepast zijn er geen significante trillingen te verwachten als gevolg van de aanleg van de fundering.

BIJLAGEN

- A. BEREKENING PENETRATIEDIEPTE**
 - A.1 Begrenzing toepassingsgebied
 - A.2 Gewichtseigenschappen windturbineonderdelen
 - A.3 Indicatieve Penetratiedieptes
- B. BEREKENING EROSIEMARGE**
- C. EENVOUDIGE EN GEDETAILLEERDE TOETS MACROSTABILITEIT**
 - C.1 Eenvoudige toets
 - C.2 Gedetailleerde toets
- D. BORING DINOLOKET**
- E. SONDERINGEN**
- F. GLIJVLAKANALYSE**
- G. RETBREEDTE ANALYSE**
- H. LOCATIE GRONDONDERZOEK**
- I. STABILITEITSANALYSE WATERCOMPENSATIE**
- J. TRILLINGSRISICOANALYSE**

A. BEREKENING PENETRATIEDIEPTE

De penetratiediepte is indicatief berekend met de formule van Young ["Penetration Equations, C.W. Young, Applied Research Associates Inc. Sandia Laboratories, oktober 1997"]. De empirische formule van Young brengt zowel de energie en vorm van het vallende object alsmede de penetreerbaarheid van de grond in rekening. De berekeningsmethode is het resultaat van de gemeten indringdiepte van projectielen, waarbij de vorm, de massa, de snelheid of de valhoogte bekend dienen te zijn. De formule is opgesteld door curve fitting van de metingen als functie van de input variabelen. Dit betekent dat de relatie tussen energie van een projectiel en schade in de bodem is samengesteld aan de hand van werkelijk opgetreden schades.

De empirische formule van Young is als volgt:

$$D = 0,0008 \times S \times N \times \left(\frac{m}{A} \right)^{0,7} \times \ln \left(1 + \left(2,15 \times 10^{-4} \times V^2 \right) \right) \quad \text{voor } V < 61 \text{ m/s}$$

Hierin is:

D:	Penetratiediepte	[m]
S:	Factor voor penetreerbaarheid van de bodem <i>Variërend van S = 2 tot 4 voor gecementeerd zand tot S = 30 tot 60 voor weinig draagkrachtige klei</i>	[-]
N:	Factor voor de vorm van het vallende object <i>Variërend van N = 0,56 voor een plat object tot 1,32 voor een puntig object</i>	[-]
m:	Massa vallend object	[kg]
A	Oppervlakte dwarsdoorsnede vallend object	[m ²]
V	Snelheid vallend object $V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$, waarbij $g = 9,81 \text{ [m/s}^2\text{]}$ en h gelijk is aan de valhoogte in meters.	[m/s]

In onderstaande Tabel A - 1 zijn waarden gegeven voor de parameter S.

Tabel A - 1: Factor S voor de penetreerbaarheid van de bodem.

Bodemopbouw	S
Dichtgepakt, droog, gecementeerd zand	2 - 4
Grind, zand, erg stijve en uitgedroogde klei	4 - 6
Matig tot los gepakt zand	6 - 9
Ophoogmateriaal, afhankelijk van de verdichtingsgraad	8 - 10
Klei en leem, laag tot middelmatig watergehalte, stijf	5 - 10
Klei en leem, hoog watergehalte, losse toplaag	10 - 20
Verzadigde klei met een lage schuifsterkte	20 - 30
Gesedimenteerde, ondraagkrachtige klei (modder)	30 - 60

In Tabel A - 2 zijn waarden gegeven voor de parameter N.

Tabel A - 2: Nose performance coefficient

Bodemopbouw	N
Platte punt	0,56
Gebogen punt ("tangent ogive")	ca. 0,8 - 1,2
Kegelvormige punt, L/D = 2	1,08
Kegelvormige punt, L/D = 3	1,32

L = lengte van neus/punt van object

D = diameter van object

A.1 BEGRENZING TOEPASSINGSGBIED

Ten aanzien van het toepassen van de empirische relatie van Young zijn een aantal belangrijke kanttekeningen te plaatsen.

- De empirische relatie van Young is uitsluitend geschikt voor het berekenen van een verticale indringing. Inslag van een projectiel onder een hoek kan hierdoor niet in rekening worden gebracht.
- Young's methode houdt geen rekening met een gelaagde bodemopbouw. De bodemopbouw wordt in de berekening aan de hand van een enkele factor (penetreerbaarheidsfactor) in rekening gebracht. Hierdoor is het niet mogelijk de effecten van gelaagdheid te onderzoeken.
- De berekening volgens Young betreft een empirische formule, die met name geschikt is voor projectielen vanuit de defensie-industrie. Deze "bommen en granaten" hebben een massa tot enkele tonnen.

Bovenstaande aspecten introduceren een aantal onzekerheden ten aanzien van de geldigheid van het gebruik van de relatie. Als meer nauwkeurigheid in de penetratiedieptes gewenst is zouden praktijkproeven moeten worden uitgevoerd met vallende onderdelen van windturbines. Voor deze studie kan worden volstaan met de berekende penetratiedieptes, omdat terughoudend met de berekende waarden wordt omgegaan.

A.2 GEWICHTSEIGENSCHAPPEN WINDTURBINEONDERDELEN

Het gewicht van een enkel blad en het gewicht van een gondel inclusief hub en rotor zijn bepaald op basis van het document: "Wind turbine database, modelling and analysis with focus on upscaling, Juan Pablo Sánchez De Lara Garcia, Chalmers University of Technology, 2013". Het gewicht van de mast is bepaald op basis van gegevens op internet van vergelijkbare windturbines. In onderstaande Tabel A - 3 zijn de gehanteerde uitgangspunten weergegeven. Opgemerkt wordt dat voor de mast is uitgegaan van een stalen mast. Een hybride mast, bestaande uit staal en beton, kan significant zwaarder zijn.

Tabel A - 3: Uitgangspunten ten aanzien van gewicht en oppervlaktes windturbineonderdelen

Onderdeel	Eenheid	Waarde
hub height	m	120
rotor diameter	m	120
gewicht blad	kg	15.000
gewicht rotor (incl hub)	kg	80.000
gewicht gondel	kg	130.000

Onderdeel	Eenheid	Waarde
gewicht top (gondel incl rotor)	kg	230.000
gewicht mast	kg	400.000
oppervlak blad dat grond raakt bij inslag met 'root'	m ²	3,14
kleinste oppervlak gondel dat grond raakt	b x h (m)	3 x 4
grootste oppervlak gondel dat grond raakt	h x l (m)	4 x 10
breedte mast dat grond raakt per m ¹ mast	m	1
breedte blad dat grond raakt per m ¹ blad	m	0,5

A.3 INDICATIEVE PENETRATIEDIEPTES

Er is op basis van berekeningen vanuit gegaan dat na het losraken van het rotorblad het zwaartepunt van het rotorblad omhoog wordt geslingerd tot een niveau gelijk aan de gondelhoogte plus de halve rotordiameter (tiphoogte). Voor de gondel is uitgegaan van een val vanaf hubhoogte.

Er is vanuit gegaan dat zowel het blad als de gondel niet vervormd of versplinterd als deze de grond raakt. Dit is zeer waarschijnlijk een conservatieve aanname.

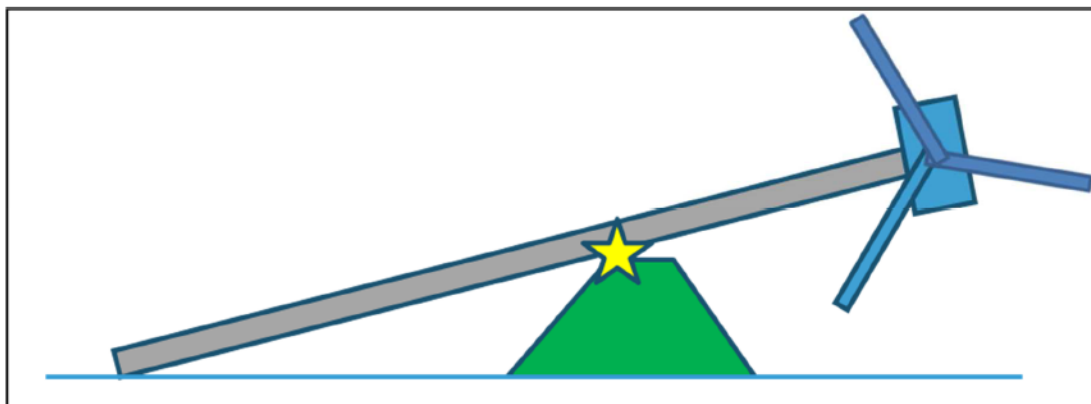
De uitgangspunten en de resulterende penetratiedieptes zijn weergegeven in tabel A-4. De penetratiediepte van het blad betreft hier het geval wanneer het blad met de 'root' inslaat op het maaiveld.

Tabel A - 4: Berekeningen penetratiedieptes gondel en blad

		Gondel (kleinste oppervlak)	Gondel (grootste oppervlak)	Blad	
S	[-]	7,5	7,5	7,5	factor penetreerbaarheid bodem
N	[-]	0,56	0,56	0,56	vormfactor object
m	[kg]	230.000	230.000	15.000	massa object
A	[m ²]	12	36	3,14	oppervlak object
g	[m/s ²]	9,81	9,81	9,81	valversnelling
h	[m]	120	120	180	valhoogte
V	[m/s]	49	49	59	snellheid bij treffen grond
D	[m]	1,4	0,6	0,7	penetratiediepte

De waarden voor de penetratiedieptes voor het blad gelden in het geval het blad met de 'root' de grond raakt. Het blad kan ook 'plat' op de grond terecht komen of alle varianten daar tussenin. Voor de situatie als het blad plat op de grond terechtkomt is de indicatieve penetratiediepte berekend. Voor de situatie dat het zwaartepunt van het blad eerst omhoog wordt geslingerd tot de tiphoogte van de windturbine bedraagt de berekende penetratiediepte 0,15 m. Hierbij is ervan uitgegaan dat het blad niet zal versplinteren als deze de grond raakt.

Voor het scenario mastfalen is de penetratiediepte met name afhankelijk van de locatie waar de mast valt. Als de mast bij falen 'plat' op de grond terecht komt is het oppervlak waarover het gewicht van de mast wordt verspreid relatief groot. Dit geldt echter niet als het object waarop deze terechtkomt hoger is dan omliggend maaiveld, zoals bijvoorbeeld in het geval van een dijk. In dat geval wordt het totale gewicht van de windturbine verdeeld over een relatief klein oppervlak, zie Figuur A - 1.

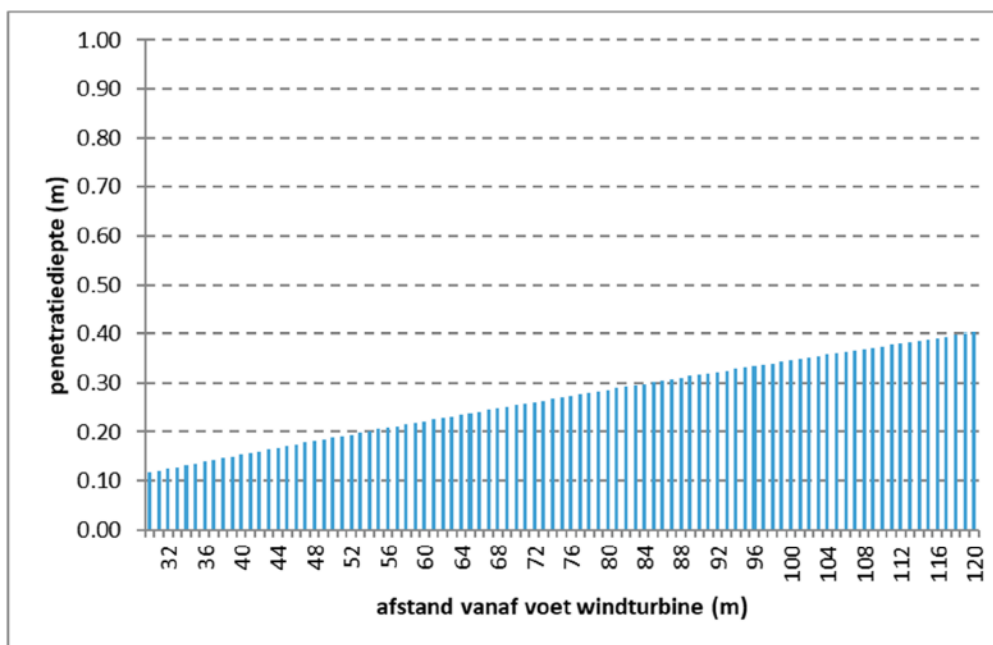


Figuur A - 1: Scenario wanneer een vallende windturbine een hoger gelegen object, zoals een dijk raakt

Er wordt vanuit gegaan dat bij bovenstaand scenario de mast zal knikken ofwel breken. Ook wordt ervan uitgegaan dat de gondel in dat geval van de mast af breekt. In dat geval zal echter nog steeds kortdurend een grote belasting op een relatief klein oppervlak optreden. Dit is een complex geval, waarvoor nog geen berekeningsmethoden beschikbaar zijn. Het wordt echter wel mogelijk geacht dat hier in andere vakgebieden expertise over beschikbaar is. Tevens is het mogelijk om (schaal)proeven uit te voeren van deze situaties. Aanbevolen wordt om hier nader onderzoek naar uit te voeren.

Om een indicatie te verkrijgen van de penetratiediepte van een vallende mast zijn enkele gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd. Hierbij is uitgegaan van een vlak maaiveld en is er vanuit gegaan dat de top (gondel en rotor) zal afbreken van de mast als deze inslaat. Er wordt vanuit gegaan dat het gemiddelde oppervlak van de mast dat in aanraking komt met de grond 1 m^2 per m^1 mast bedraagt. Hierbij is uitgegaan van een mastdiameter van ca. 5 m. Verder is uitgegaan van matig gepakt zand met $S = 7,5$ (-). Ook is ervan uitgegaan dat het gewicht van de mast evenredig verdeeld is over de lengte van de mast. De berekende penetratiediepte is weergegeven in Figuur A-2.

Om het effect van het vallen op een hoger gelegen object mee te nemen is een berekening gemaakt waarbij is verondersteld dat het totale gewicht van de mast verdeeld wordt over de helft van de lengte van de mast, dus over een lengte van 60 m in plaats van 120 meter. Hiermee bedraagt de penetratiediepte ca. 0,6 m, wat ca. 0,2 m meer is dan weergegeven in Figuur A-2. Deze penetratiediepte is als conservatief uitgangspunt gehanteerd in de berekeningen.



Figuur A - 2: Indicatie penetratiediepte mastfalen

B. BEREKENING EROSIEMARGE

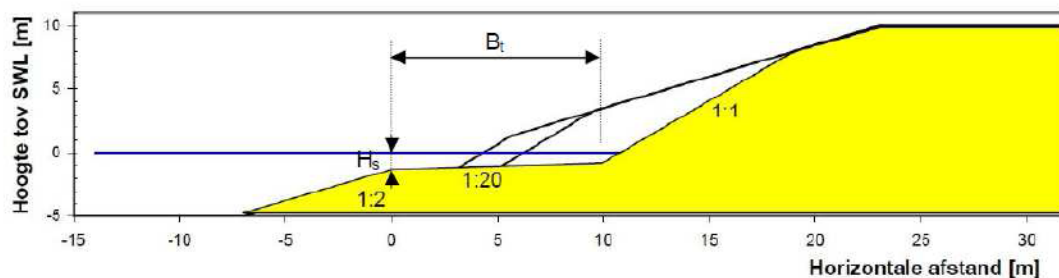
Als het buitentalud gefaald is door ofwel macro-instabiliteit ofwel door een kapotte bekleding, hoeft dit niet te betekenen dat de dijk is gefaald. Als er voldoende restbreedte aanwezig is, behoudt de dijk zijn waterkerende functie. Bij het bepalen van de restbreedte dient rekening gehouden te worden met erosie door golven of stroming. Als het buitentalud kapot is, dan is het talud onbeschermd en kan, als het water gedurende de hersteltijd van de dijk voldoende hoog komt te staan, erosie ervoor zorgen dat de dijk faalt. Er dient dus voldoende erosiemarge aanwezig te zijn.

Erosie kan zowel optreden door golven als door stroming. Er wordt vanuit gegaan dat erosie door stroming verwaarloosbaar zal zijn, aangezien er een zomerdijk aanwezig is voor de dijk met een hoogte van ca. NAP +14,5 m, die ervoor zorgt dat er geen significante stroomsnelheden optreden bij de dijk, ook niet bij maatgevende waterstanden.

Er wordt wel uitgegaan van erosie door golven. Voor de berekening van de erosiemarge wordt uitgegaan van (SBW reststerkte, erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven, Deltares, 2012). Uitgegaan wordt van een dijklichaam dat volledig uit zand bestaat. De gehanteerde formule is onderstaand weergegeven.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{H_s^2}{T_p} \left(\frac{0,26}{s_{op}^{1,3}} + (\tan \alpha)^{0,8} \cdot (235 - 2600 \cdot s_{op}) \cdot \exp \left(-0,0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^2 \right) \right)$$

Hierbij is B_t de terrasbreedte, oftewel de erosielengte. De definitie hiervan is in Figuur 6.1 weergegeven.



Figuur 6.1: definitie terrasbreedte (erosielengte). bron: SBW 2012

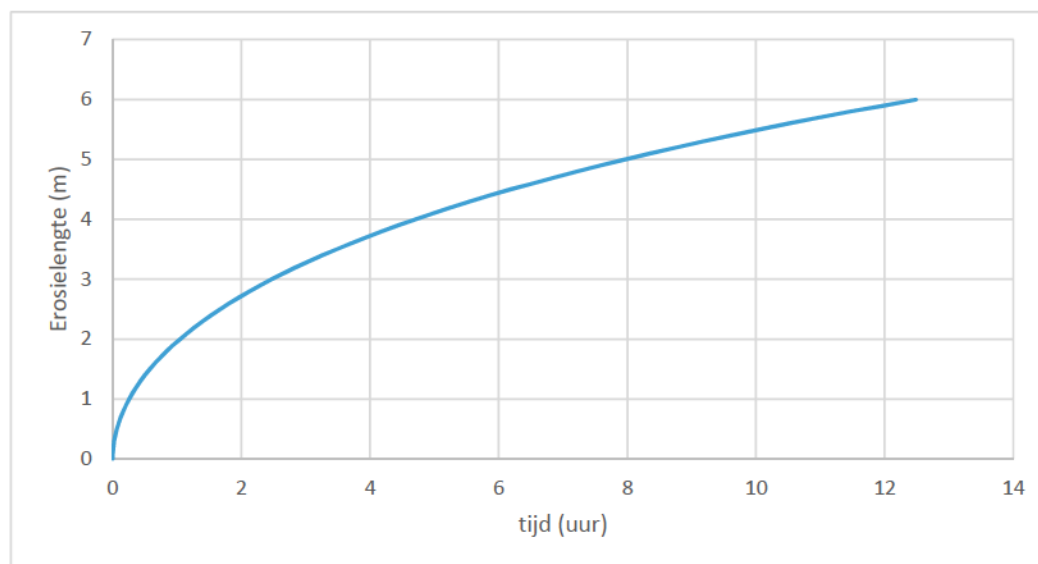
Voor de relatie tussen het erosievolume en de terrasbreedte (erosielengte) wordt uitgegaan van de volgende formule:

$$E_x = P \cdot \sqrt{\frac{V_e}{\tan \alpha}}$$

Hierbij is P een parameter, die bij realistische waarden van de oorspronkelijke taludhelling varieert tussen 1 en 0,82 (SBW, 2012). In de berekening is uitgegaan van $P = 1$, dit geeft de grootste erosielengte.

Uitgegaan wordt van een stormduur van $t = 12$ uur, geldig voor het bovenrivierengebied. Voor de golfhoogte en golfperiode wordt op basis van de resultaten van Hydra-NL uitgegaan van $H_s = 0,5$ m en $T_p = 2,0$ s. Voor de oorspronkelijke taludhelling wordt uitgegaan van $\tan \alpha = 0,3$, gebaseerd op AHN2.

De erosielengte ten opzichte van de tijd is weergegeven in figuur 6.2. Te zien is dat de erosielengte na 12 uur ca. 6 m bedraagt. In de berekeningen wordt daarom rekening gehouden met een erosiemarge van 6 m.



Figuur 6.2: Berekende erosielengte ten opzichte van de tijd

C. EENVOUDIGE EN GEDETAILLEERDE TOETS MACROSTABILITEIT

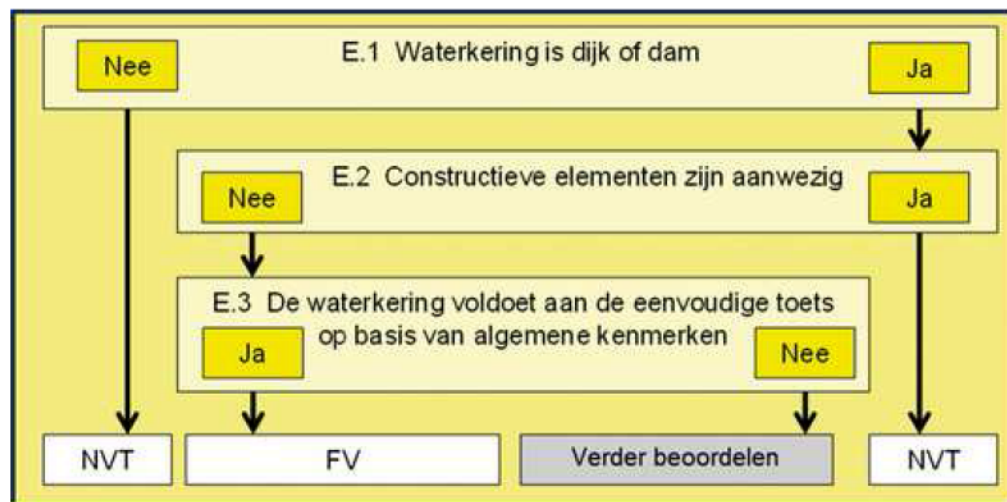
Voor macrostabiliteit binnen en buitenwaarts is een eenvoudige toets uitgevoerd volgens [RWS 2016]. Hieruit komt naar voren dat DWP 54+155 niet voldoet aan de toets op algemene kenmerken. DWP 57+24 voldoet wel aan de toets op algemene kenmerken vanwege de grote breedte van het dijklichaam. Voor DWP 54+155 is vervolgens een gedetailleerde toets uitgevoerd. Uit de gedetailleerde toets volgt dat er niet voldaan wordt aan de gestelde stabiliteitseis. Daarom is er voor gekozen een toets op maat uit te voeren bestaande uit een restbreedte analyse.

C.1 EENVOUDIGE TOETS

Eerst wordt de macrostabiliteit van het binnentalud onderzocht doormiddel van een eenvoudige toets. Vervolgens wordt de macrostabiliteit van het buitentalud beoordeeld volgens de eenvoudige toets.

De eenvoudige toets voor het binnentalud is weergegeven in Figuur 6.3. De eenvoudige toets mag alleen worden toegepast wanneer aan twee voorwaarden is voldaan:

- De kruinbreedte en de helling van het binnentalud vallen binnen de bij deze parameters aangegeven range.
- De waterhoogte die de dijk keert is kleiner of gelijk aan 2/3 van de hoogte van het dijklichaam.



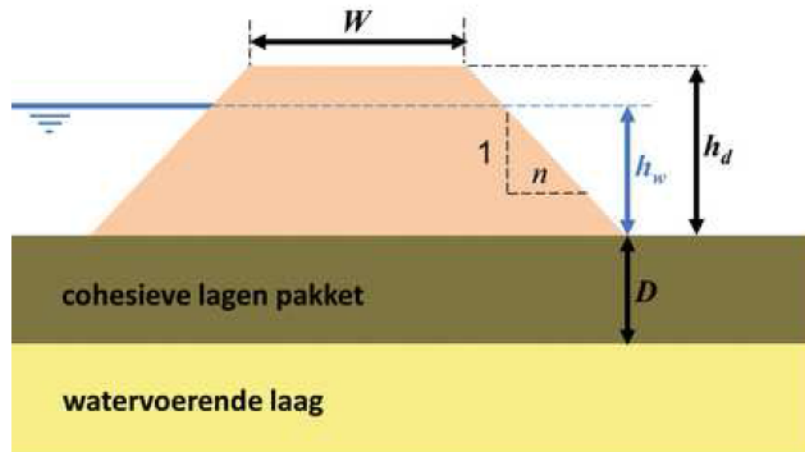
Figuur 6.3: Beoordelingsschema macrostabiliteit

Als de stappen van de eenvoudige toets doorlopen worden volgt daar uit dat de waterkering een dijk is bij stap E.1. Er zijn geen constructieve elementen aanwezig waardoor de beoordeling vervolgd wordt met stap E.3. De eenvoudige toets E.3 op algemene kenmerken heeft als eis dat de te keren waterhoogte kleiner of gelijk moet zijn aan 2/3 van de dijkhoogte.

Figuur 6.4 is de schematisatie van het dijklichaam weergegeven voor de eenvoudige toets. Waarbij geldt:

- W Kruinbreedte [m]; range van 3 tot 30 m
n Cotangens van de helling van het binnentalud: range 1 tot 6

h_d Dijkhoogte boven maaiveld binnendijks [m]
 D Dikte cohesieve lagen [m]
 h_w Hoogte buitenwaterstand bij de norm boven het maaiveld binnendijks



Figuur 6.4: Schematisch weergave dijkafmetingen eenvoudige toets STBI.

De afmetingen zijn bepaald voor de twee maatgevende dwarsprofielen en in Tabel 6.1 weergegeven.

Tabel 6.1: Eenvoudige toets hoogte

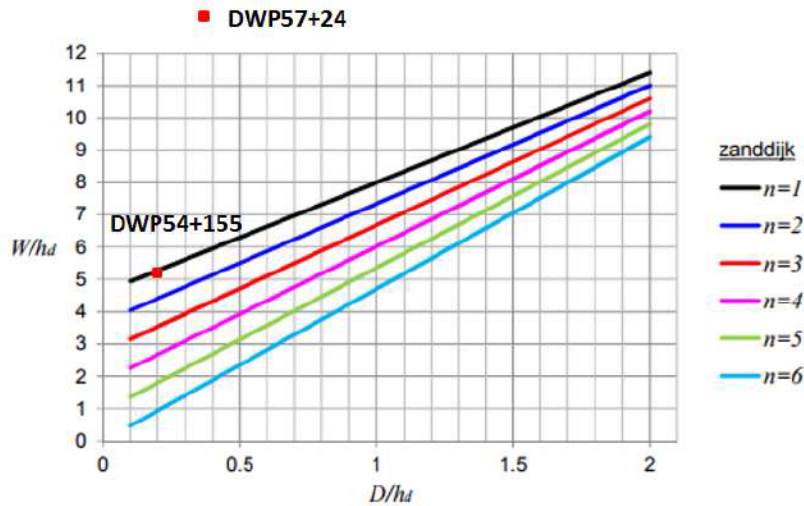
Profiel	Maatgevende waterstand 1/1000 per jaar [NAP+m]	Kruinhoogte [NAP+m]	Maaiveld-hoogte [NAP+m]	h_d [m] dijk-hoogte	$2/3 h_d$	h_w [m] te keren waterhoogte	$h_w \leq 2/3 h_d$
DWP 54+155	14,51	15,84	10,4	5,44	3,63	4,11	Nee
DWP 57+24	13,84	15,2	11,1	4,1	2,73	2,74	Nee

Uit de resultaten in Tabel 6.1 blijkt dat niet wordt voldaan aan eis E.3 van de eenvoudige toets voor beide profielen. Voor DWP57+24 is het verschil echter slechts 1 cm. Aangenomen wordt dat deze voldoet, te meer omdat de eenvoudige toets zeer conservatief is.

Naast de hoogte-eis van de eenvoudige toets geldt de eis dat de afmetingen van de dijk voldoende groot zijn en de taludhellingen voldoende flauw. De eisen zijn uitgewerkt in Tabel 6.2 en weergegeven in Figuur 6.5.

Tabel 6.2: Eenvoudige toets

profiel	Kruinbreedte W [m]	h_d [m] dijkhoogte	Talud	Dikte cohesieve lagen D [m]	D/h_d	W/h_d
DWP 54+155	28,5	5,44	$n=2,5$	1,0	0,18	5,24
DWP 57+24	62,5	4,1	$n=3$	1,5	0,37	15,24

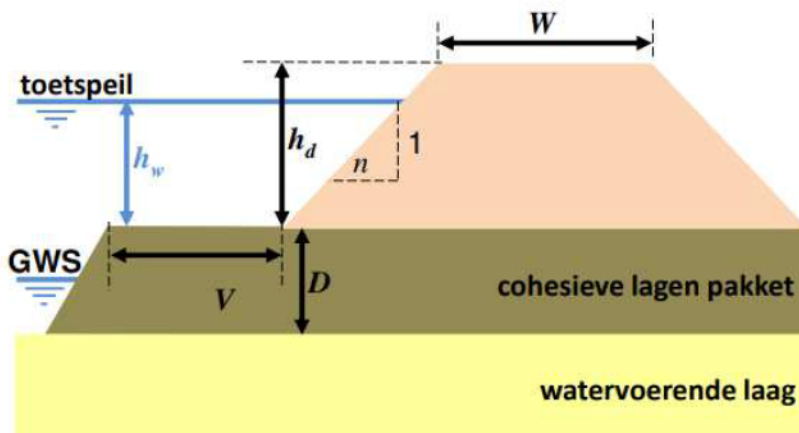


Figuur 6.5: Contourplot met veilige afmetingen zanddijk.

Het blijkt dat profiel DWP57+24 ruim voldoet. Omdat voor dit profiel ook nagenoeg aan de hoogte-eis voor de eenvoudige toets voor macrostabiliteit wordt voldaan, kan worden geconcludeerd dat de macrostabiliteit voor dit profiel voldoet. Opgemerkt wordt dat bij de eenvoudige toets de impact van een windturbine-onderdeel niet wordt meegenomen, echter gezien de breedte van de dijk is er ruim voldoende restbreedte in de dijk aanwezig indien macro-instabiliteit zou optreden.

Dwarsprofiel DWP54+155 voldoet ook, aangezien de taludhelling 1:2,5 bedraagt. Omdat echter niet aan de hoogte-eis voor de eenvoudige toets wordt voldaan wordt de macrostabiliteit voor dit profiel door middel van een gedetailleerde toets beoordeeld.

Vervolgens wordt de eenvoudige toets voor de buitenwaartse stabiliteit gevolgd. Hiervoor gelden dezelfde eisen als voor het binnentalud, met één additionele eis. De additionele eis is de lengte van het voorland (V) dat minimaal 2 maal de dijkhoogte moet bedragen. In dit geval is het voorland langs het beschouwde dijktraject overal minimaal 50 m wat ruimschoots voldoet aan deze eis. Er wordt gebruik gemaakt van dezelfde contourlijnen van Figuur 6.5, wat dan ook dezelfde conclusie oplevert als voor de eenvoudige toets binnenwaarts. De faalkans is voor DWP 57+24 verwaarloosbaar klein. Voor DWP 54+155 is een gedetailleerde toets nodig.



Figuur 6.6: Schematisch weergave dijkafmetingen eenvoudige toets STBU.

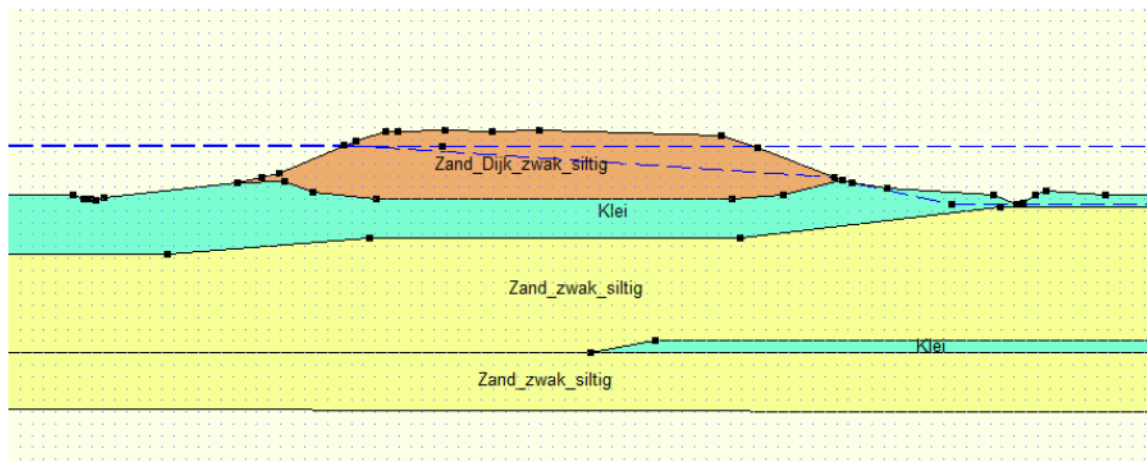
C.2 GEDETAILLEERDE TOETS

De gedetailleerde toets voor profiel DWP 54+155 wordt aan de hand van de schematiseringshandleiding voor macrostabiliteit uitgevoerd. Op basis van sonderingen DKM116 en DKM117 (dijklichaam) en sonderingen DKM18_000 en DKM22_000 (achterland) zie Bijlage B) uit het archief van Fugro en de boring vanuit DINO loket bijgevoegd. Voor de schematisatie van de ondergrond, zie Tabel 6.3 Tevens is het SOS ondergrondmodel hierbij betrokken, om te beschouwen of er scenario's aanwezig zijn die ongunstiger zijn dan uit het grondonderzoek blijkt. Gezien de dichtheid van het grondonderzoek wordt het namelijk mogelijk geacht dat de bodemopbouw lokaal af kan wijken. Uit het SOS blijkt echter dat de gehanteerde bodemopbouw conservatief is, de andere scenario's zijn gunstiger vanwege de minder dikke kleilaag onder het dijklichaam.

Tabel 6.3: globale bodemopbouw profiel DWP 54+155

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving	
15,8	tot	10,0	5,8 m	Zand dijklichaam zwak siltig
10,0	tot	6,7	3,3 m	Klei
6,7	tot	-8,0	14,7 m	Zand zwak siltig
-8,0			Maximaal verkende diepte	

De freatische lijn en de stijghoogte onder het dijklichaam zijn conservatief ingeschat volgens [TRWG, 2001]. In Figuur 6.7 is de schematisatie grafisch weergegeven.



Figuur 6.7: Schematisatie dijklichaam profiel DWP 54+155

Het dijklichaam is beoordeeld bij een waterstand behorende bij de norm van 1/1000. Deze waterstand is met Hydra-NL bepaald en bedraagt NAP+14,51 m (uitvoerpunt IJ_1_47-1_dk_00006). De benodigde stabiliteitsfactor is samengesteld uit de modelfactor, schadefactor, materiaalfactor en schematiseringsfactor. Voor de modelfactor is $\gamma_m = 1,06$ gebruikt wegens het gebruikten van LiftVan (conform schematiseringshandleiding). De materiaalfactor is bij het toepassen van het CSSM model $\gamma_d = 1$, de schematiseringsfactor is gesteld op $\gamma_b = 1$ omdat er conservatieve aannames zijn gedaan

m.b.t. de stijghoogtes, dijkprofiel, grondopbouw en mogelijk belastingen. De schadefactor is berekend volgens de schematiseringshandleiding waarin voor de faalkans de in hoofdstuk 2 uitgewerkte faalkansen zijn gebruikt.

$$0,15 * \beta_{eis} + 0,41 \quad \beta_{eis} = -\phi^{-1}(P_{eis})$$

De schadefactor voor binnenwaartse macrostabiliteit STBI bedraagt $\gamma_n = 1,01$ en voor buitenwaartse macrostabiliteit STBU $\gamma_n = 1,09$.

Rekening houdend met de verschillende partiele factoren worden de volgende stabiliteitseisen berekend:

STBI: $1,08 * 1,06 = 1,15$

STBU: $1,01 * 1,06 = 1,07$

De gehanteerde materiaalparameters zijn weergegeven in Tabel 6.4. Voor het zand zijn de materiaalparameters gebaseerd op NEN9997-1. De parameters voor klei zijn overgenomen uit de schematiseringshandleiding, dit betreffen de karakteristieke ondergrenswaarden.

Tabel 6.4: Gehanteerde materiaalparameters

Materiaal	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{dry} [kN/m ³]	Φ [°]	S[-]	POP [kN/m ²]
Zand dijklichaam zwak siltig	20	18	30	-	-
Klei	17	17	-	0,22	15
Zand zwak siltig	20	18	30	-	-

γ_{sat} = verzadigd volumiek gewicht

γ_{dry} = droog volumiek gewicht

θ = hoek van inwendige wrijving

S = normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio

POP = grensspanning

Voor twee scenario's zijn er stabiliteitsberekeningen gemaakt:

- Scenario 1, situatie zonder gefaalde windturbine bij maatgevende omstandigheden;
- Scenario 2, waarbij de gondel op de dijk terecht is gekomen tijdens maatgevende omstandigheden.

Voor de belasting van de gondel is uitgegaan van 200 ton (zie bijlage A voor achtergrond). Voor het oppervlak van de gondel wordt uitgegaan van 10 x 4 m. Dit levert een gelijkmatig verdeelde belasting op van 50 kN/m². Deze belasting is in werkelijkheid slechts aanwezig over de lengte/breedte van de gondel, echter in de berekening is ervan uitgegaan dat deze een oneindige lengte heeft (conservatief).

De berekende stabiliteitsfactoren zijn weergegeven in Tabel 6.5. Hieruit volgt dat in geen van de gevallen wordt voldaan aan de stabiliteitseis, zowel niet in de situatie zonder windturbine als zonder windturbine. Beschouwd is in hoeverre optimalisatie mogelijk is door gevoeligheidsanalyses uit te voeren. Hierbij zijn materiaalparameters uit de beschikbare proevenverzameling van het Waterschap toegepast en is de freatische lijn geoptimaliseerd. Hieruit volgde dat inclusief windturbine nog steeds niet werd voldaan aan de stabiliteitseis. Daarom is de beoordeling vervolgd met behulp van een Toets op Maat, waar een restbreedte-analyse is toegepast. Deze is weergegeven in bijlage G.

Tabel 6.5: Toets stabiliteit

Profiel	Buitenwaarts Eis: $STBU \geq 1,07$	Binnenwaarts Eis: $STBI \geq 1,15$
DWP 54+155	0,78	1,08
DWP 54+155+Gondel	0,64	0,80

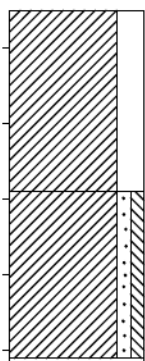
D. BORING DINOLOKET

DIEPTE (m) t.o.v. NAP

MV
(10,50)

MONSTER

10
9
8
7
6



Geboord tot
NAP 5,85 m

↓LAAG↓

DIEPTE NAP [m]

VAN

TOT

BESCHRIJVING

1

1

10,50

8,10

klei, ZS=???, 3=???; bruin
'ZFC'
K%=30

2

2

8,10

5,90

klei, zwak zandig, zwak siltig; grijs
'ZFC'
K%=38

3

3

5,90

5,85

zand; ON=???

Einde Boring B40B0906

maaiveld: NAP 10,50 m
X = 193507 m Y = 441630 m (RD)

Telefoon
Telefax

datum

get.

-

DINO-BOR

gez.

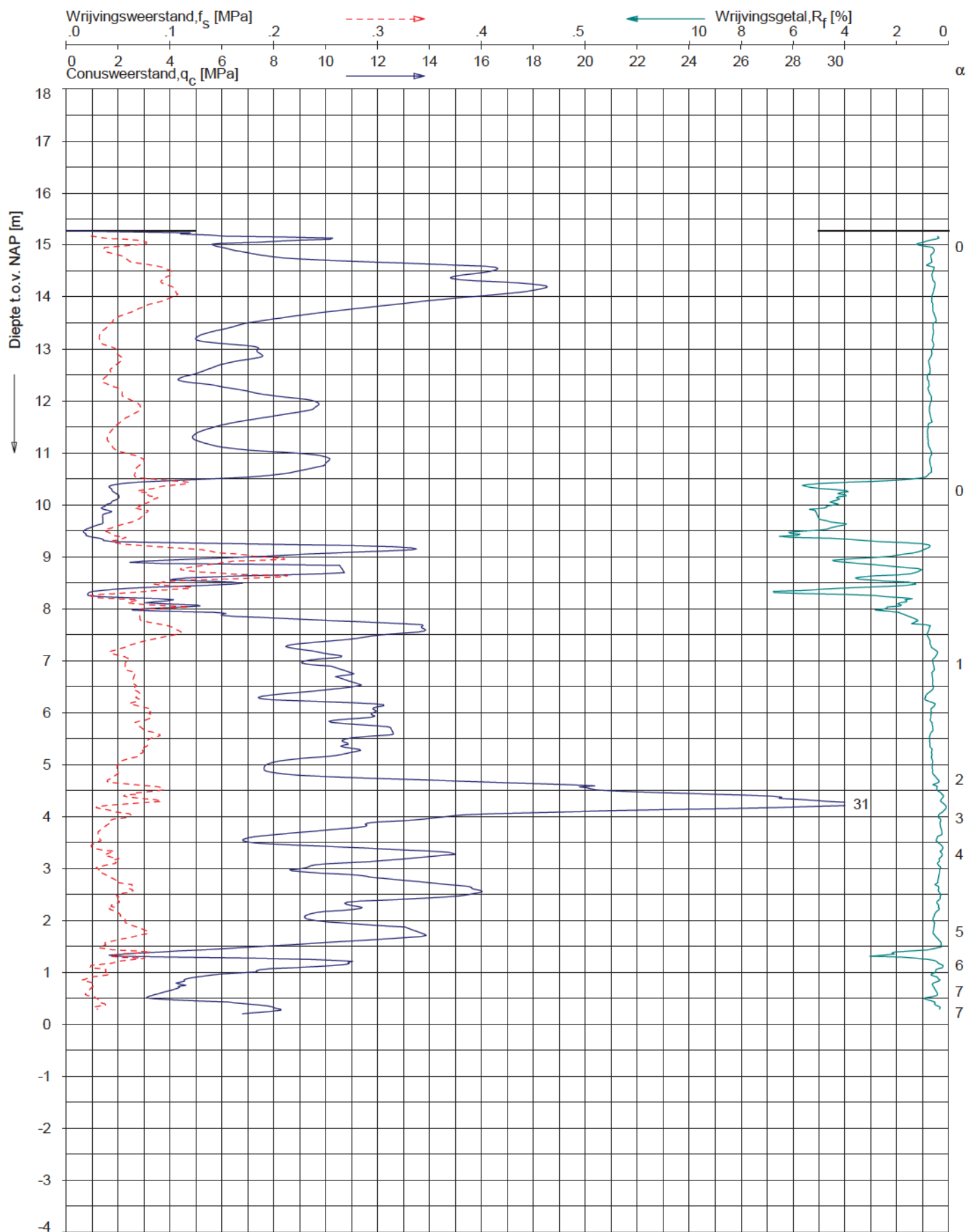
-

BIJL.

form.

A4

E. SONDERINGEN



Opg.: HS d.d. 14-Sep-1999 conus: F7.5CKE/V X = 193957.0
 Get.: ZON d.d. 16-sep-1999 MV = NAP +15.27 m Y = 442467.9

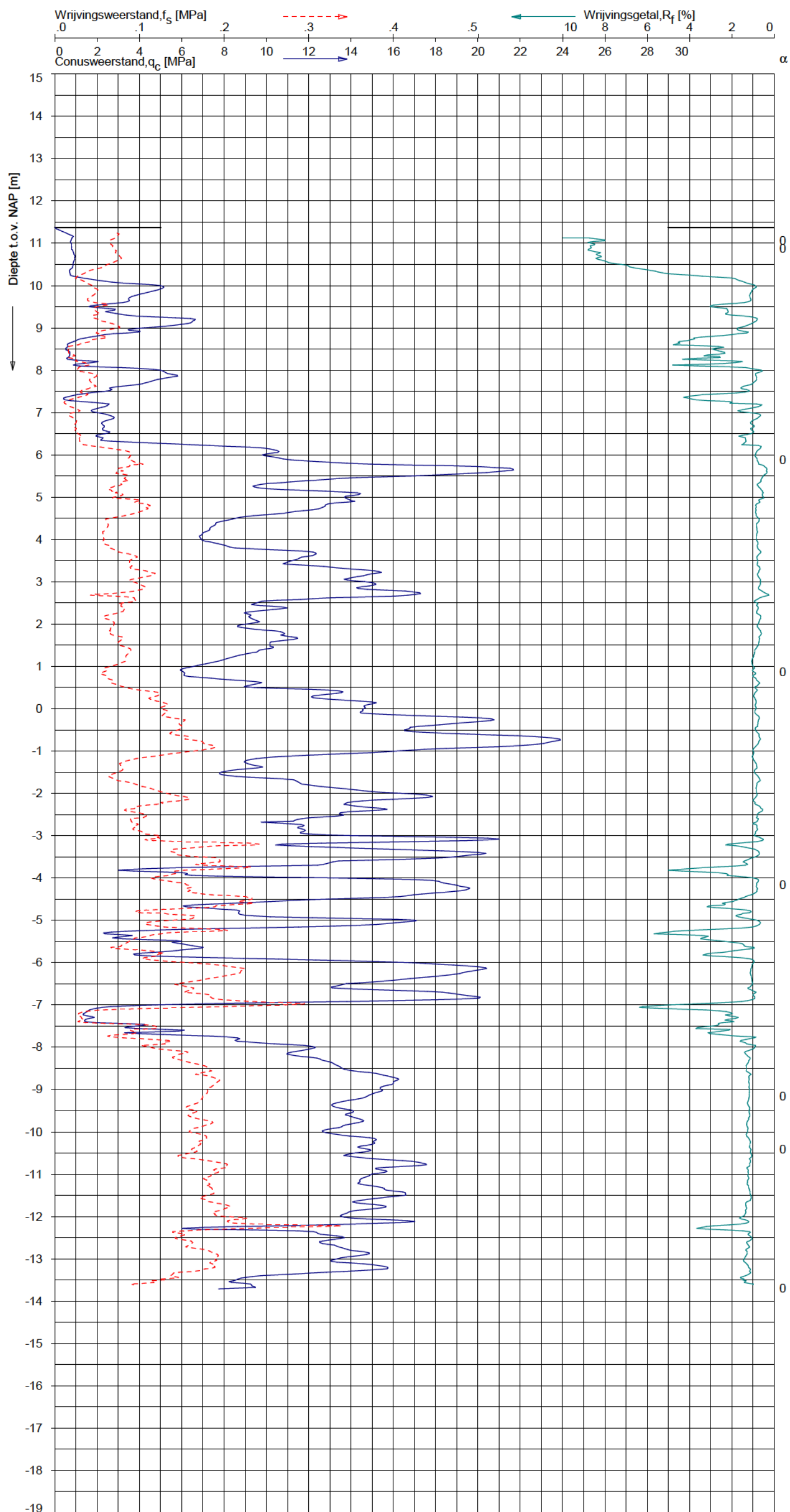
Sondering volgens norm NEN 5140, klasse 2.
 Conustype cilindrisch elektrisch 1500 mm.
 Specificaties conform bijl. Elektrisch sonderen



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

AANLEG BUSBAAN PLEIJROUTE / WESTERVOORTSEDIJK TE ARNHEM

Opdr. R-2686
 Sond. DKM3



Opg. : MF d.d. 20-Apr-2000 conus : F7.5CKE/V X = 193483.6
 Get. : 01.20.nl d.d. 18-may-20 0 MV = NAP +11.38 m Y = 441819.6

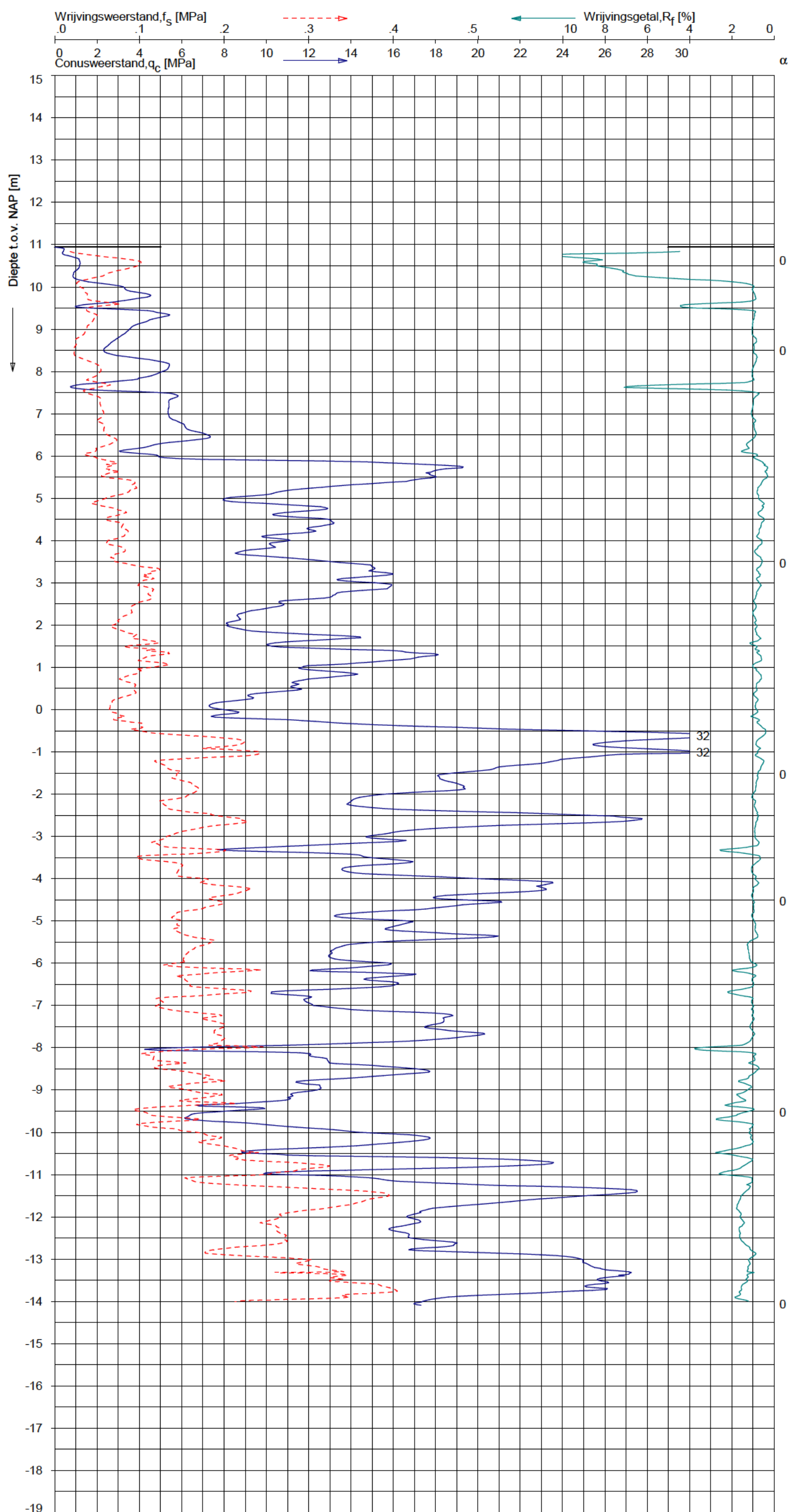
Sondering volgens norm NEN 5140, klasse 2.
 Conustype cilindrisch elektrisch 1500 mm.
 Specificaties conform bijl. Elektrisch sonderen.



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

PROJECT KONINGSPLY A/D PLEYWEG TE ARNHEM

Opdr. R-2978
 Sond. DKM18



Opg. : MF d.d. 20-Apr-2000 conus : F7.5CKE/V X = 193408.9
 Get. : 01.20.nl d.d. 18-may-20 0 MV = NAP +10.94 m Y = 441762.8

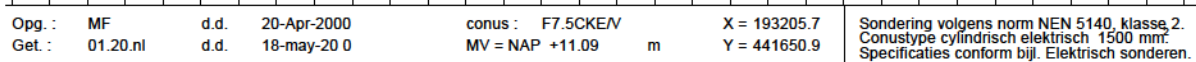
Sondering volgens norm NEN 5140, klasse 2.
 Conustype cilindrisch elektrisch 1500 mm.
 Specificaties conform bijl. Elektrisch sonderen.

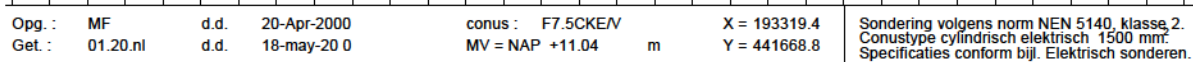


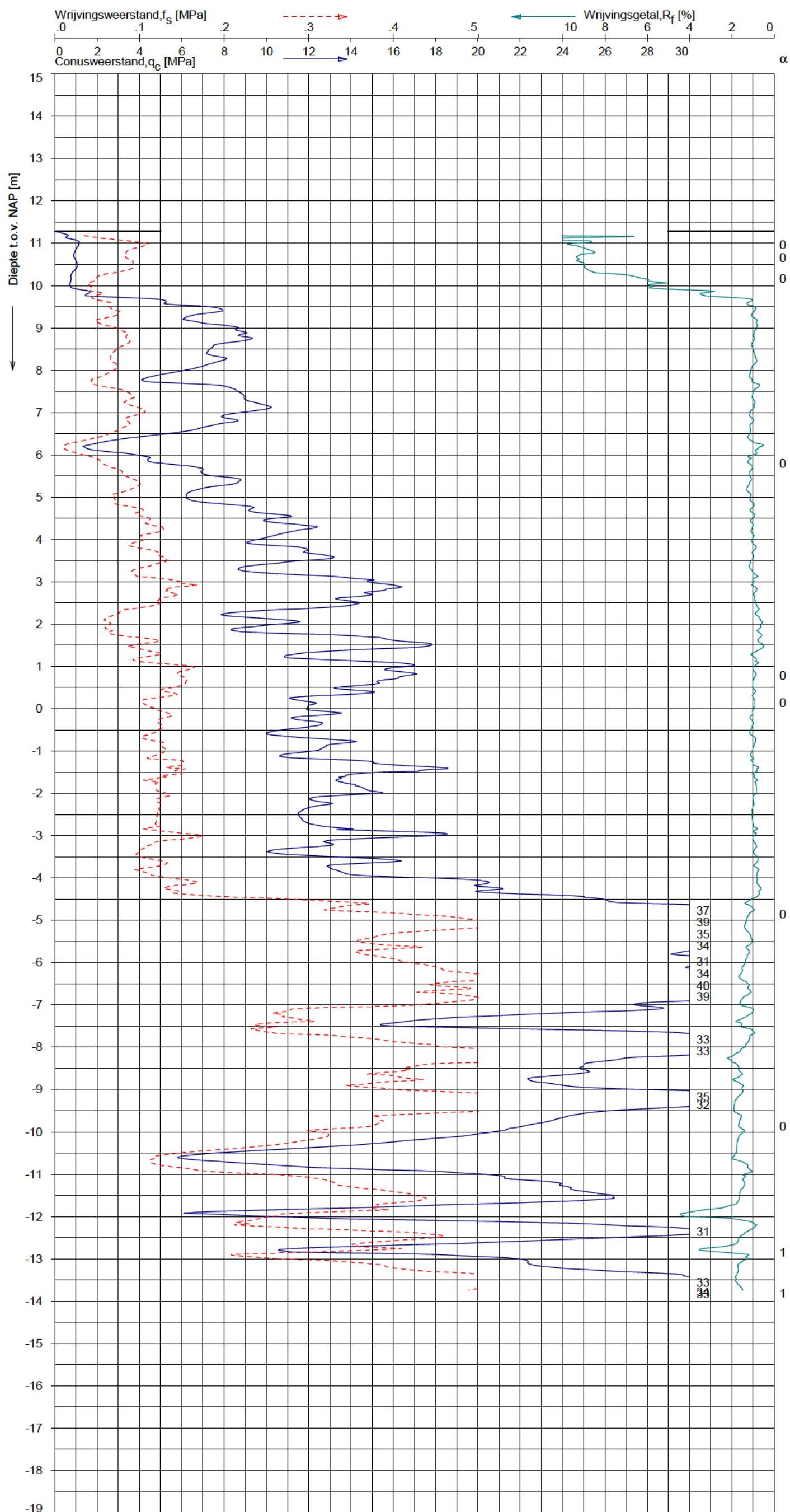
SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

PROJECT KONINGSLEY A/D PLEYWEG TE ARNHEM

Opdr. R-2978
 Sond. DKM22







Opg. : MF d.d. 20-Apr-2000 conus : F7.5CKE/V X = 193211.4
 Get. : 01.20.nl d.d. 18-may-20 0 MV = NAP +11.28 m Y = 441550.4

Sondering volgens norm NEN 5140, klasse 2.
 Conustype cilindrisch elektrisch 1500 mm.
 Specificaties conform bijl. Elektrisch sonderen.



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

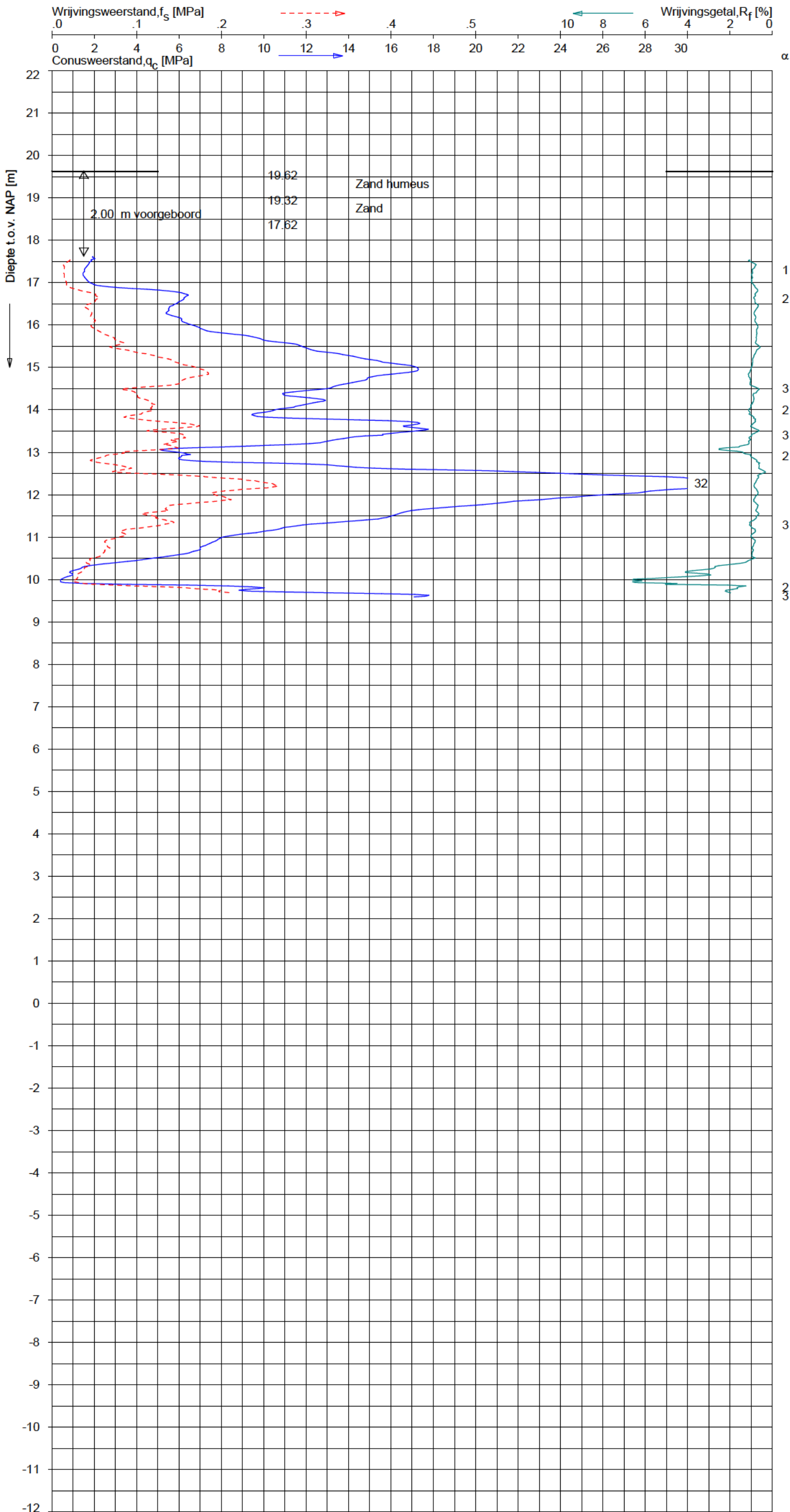
PROJECT KONINGSPLY A/D PLEYWEG TE ARNHEM

Opdr. R-2978
 Sond. DKM26

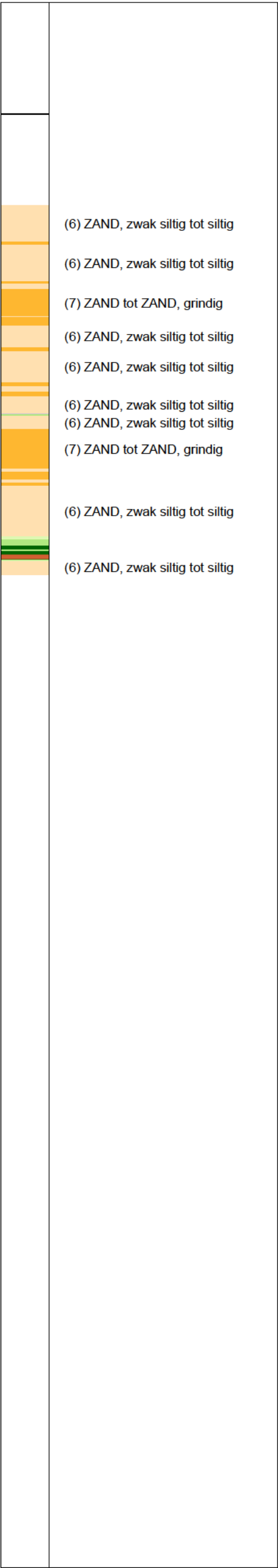
UNIPLOT 05.10.nl / QcfClass-N3.cnd / 2011-02-17 14:30:34

6011-0011-000

DKM114 - 1



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



Opg.: MF/RNB d.d. 09-Feb-2011 conus: F7.5CKE2HA/B X = 193214.8
Get.: ZONVELD d.d. 2011-02-17 MV = NAP +19.62 m Y = 441501.6
Sondering volgens norm NEN 5140, klasse 2
conustype cilindrisch elektrisch, 1500 mm
 α afwijking van de vertikaal



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

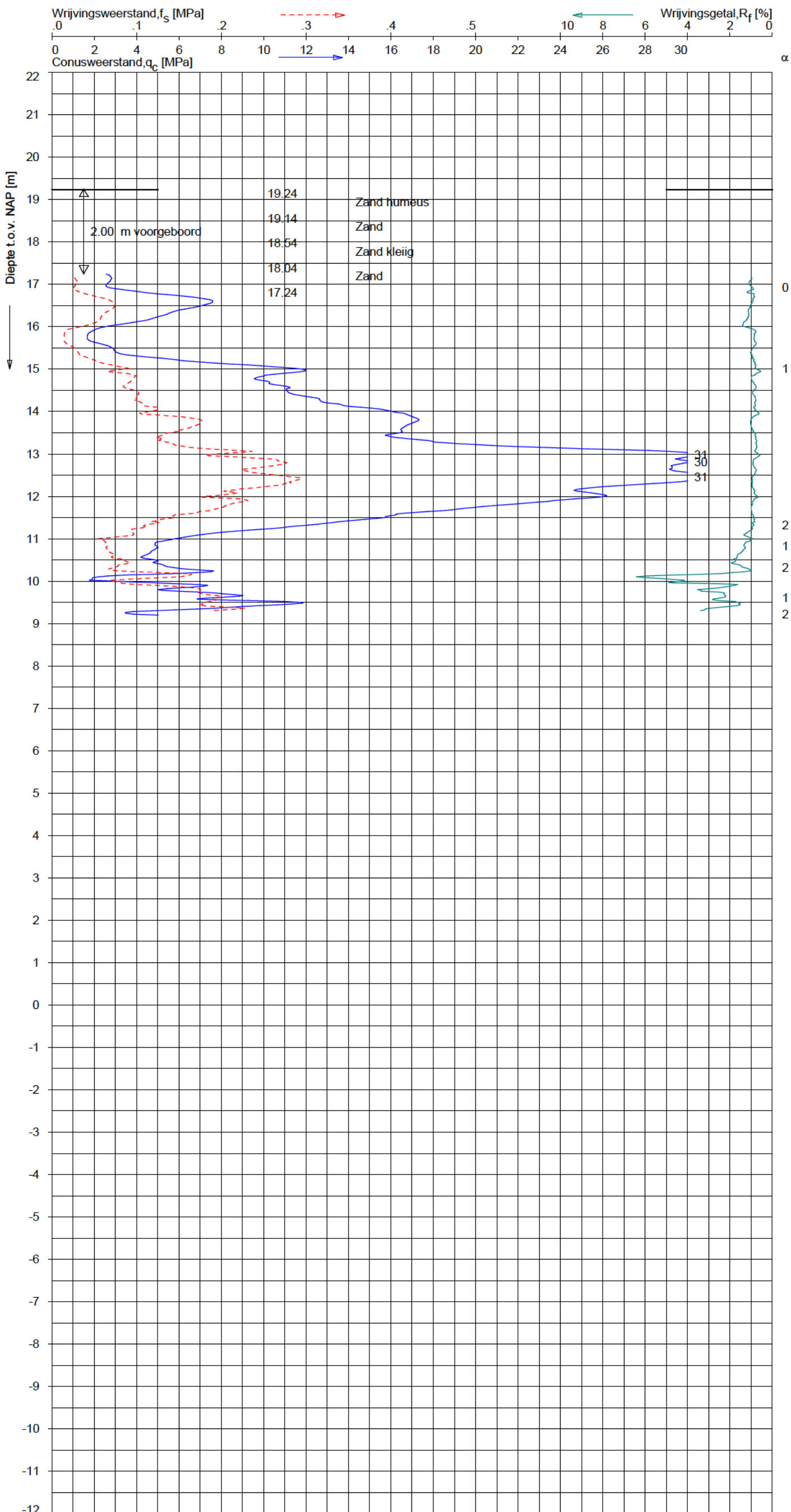
A325/N325 ARNHEM

Opdr. 6011-0011-000
Sond. DKM114

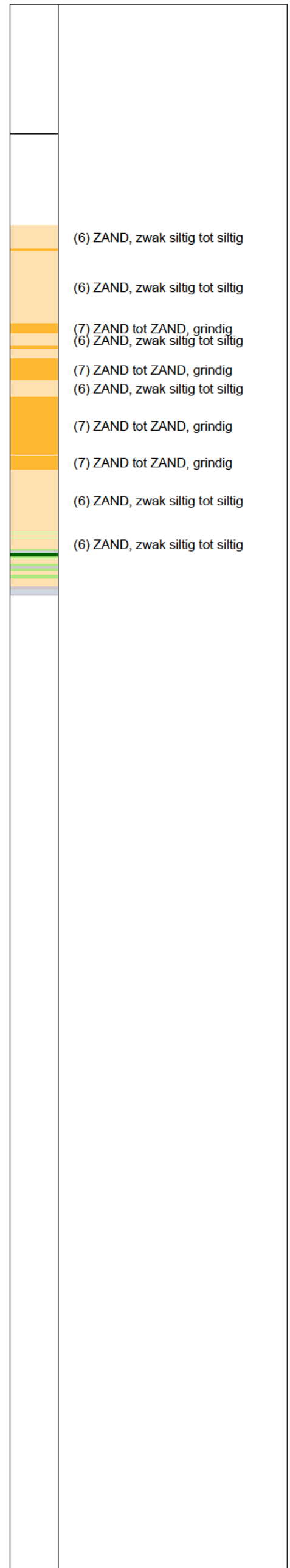
UNIPLOT 05.10.nl / QcFsClass-N3.cnd / 2011-02-21 11:59:54

6011-0011-000

DKM115A - 1



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



Opg.: MF/RNB d.d. 08-Feb-2011 conus: F7.5CKE2HA/B X = 193266.3 Y = 441503.8 Sondering volgens norm NEN 5140, klasse 2
Get.: ZONSVELD d.d. 2011-02-21 MV = NAP +19.24 m conustype cilindrisch elektrisch, 1500 mm
α afwijking van de vertikaal



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

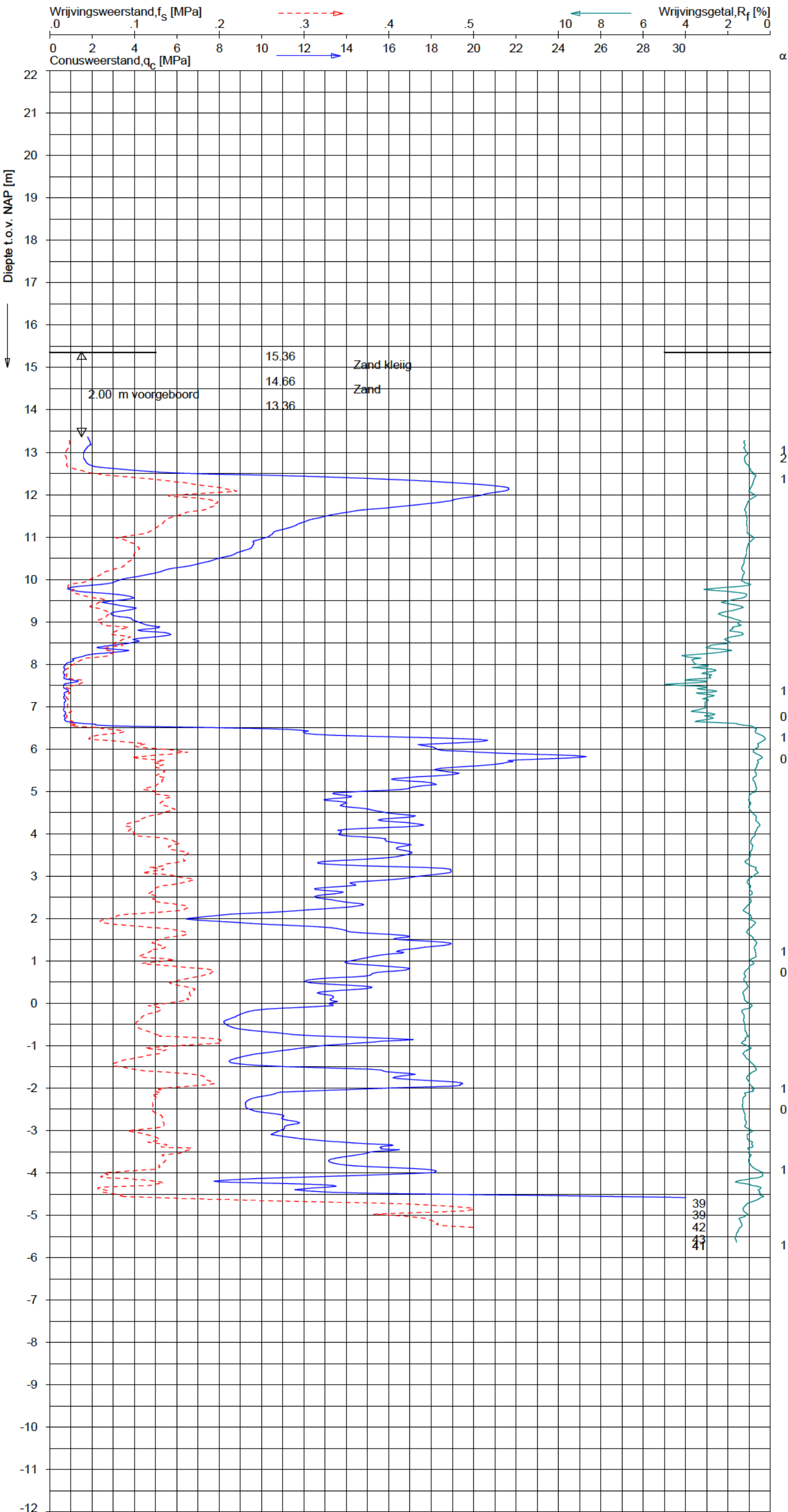
A325/N325 ARNHEM

Opdr. 6011-0011-000
Sond. DKM115A

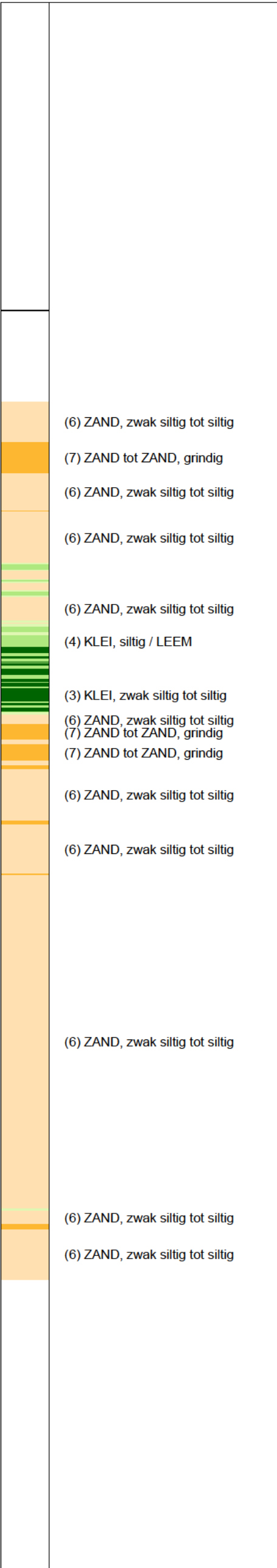
UNIPLOT 05.10.nl / QcFsClass-N3.cnd / 2011-02-17 14:30:35

6011-0011-000

DKM116 - 1



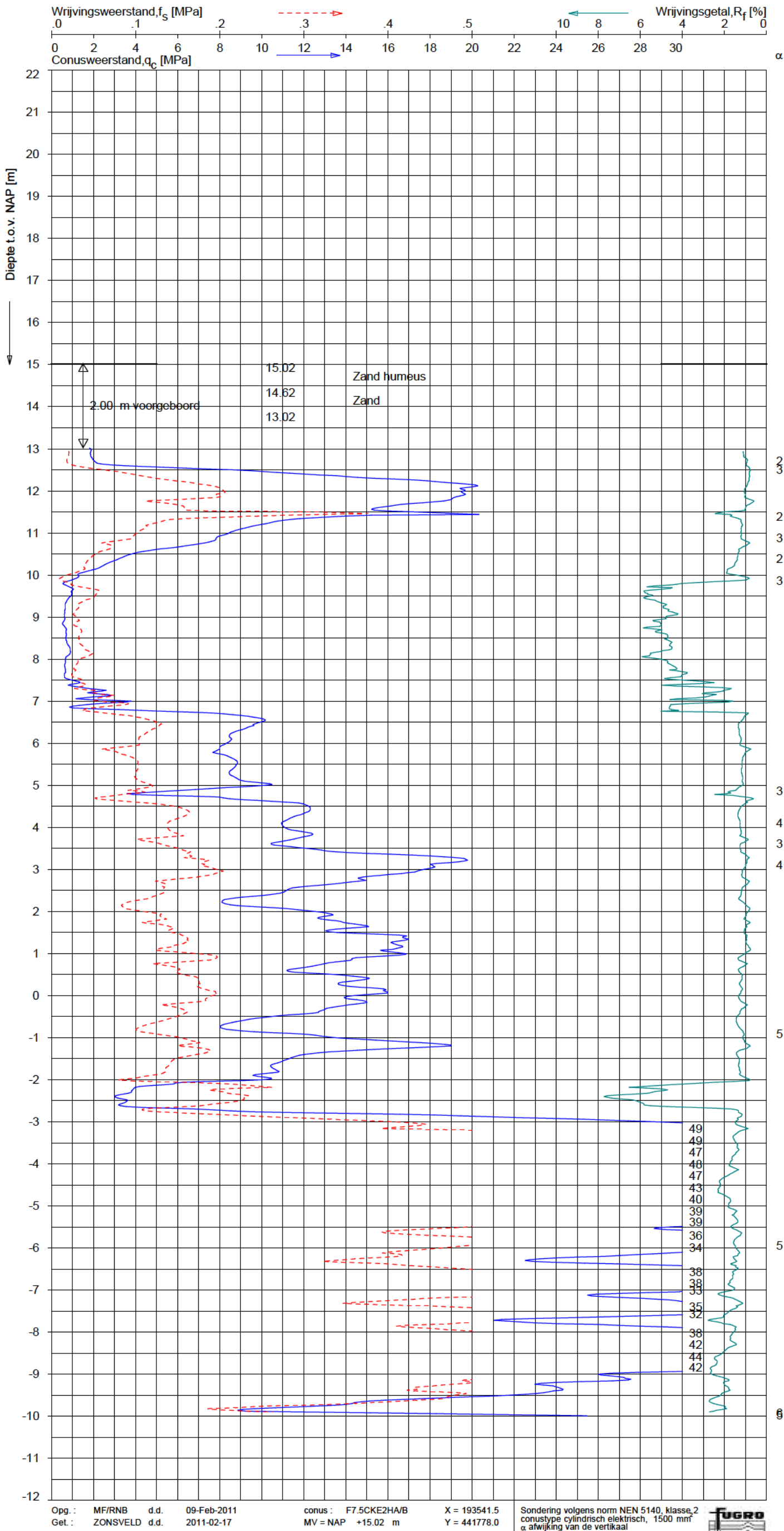
Indicatieve bodembeschrijving
Automatisch gegenereerd uit data
van de sondering, geldig onder
grondwaterpeil (Robertson 1990, NL corr.)



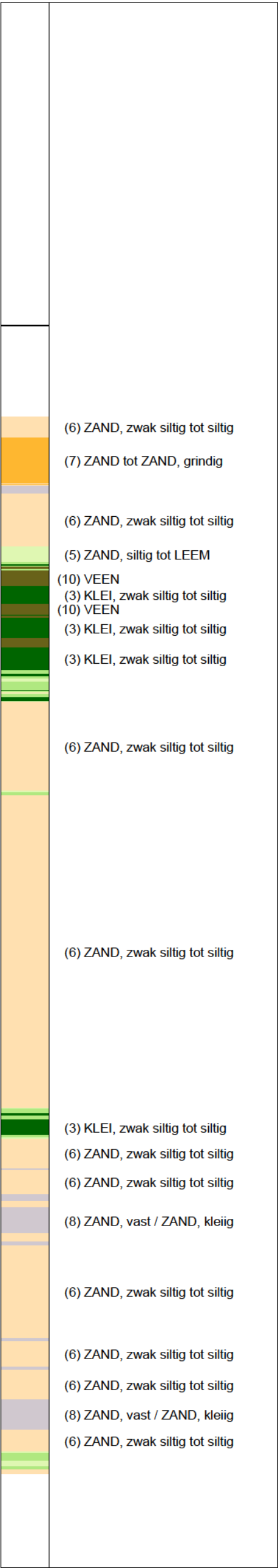
UNIPLOT 05.10.nl / QcFsClass-N3.cnd / 2011-02-17 14:30:36

6011-0011-000

DKM117 - 1



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



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

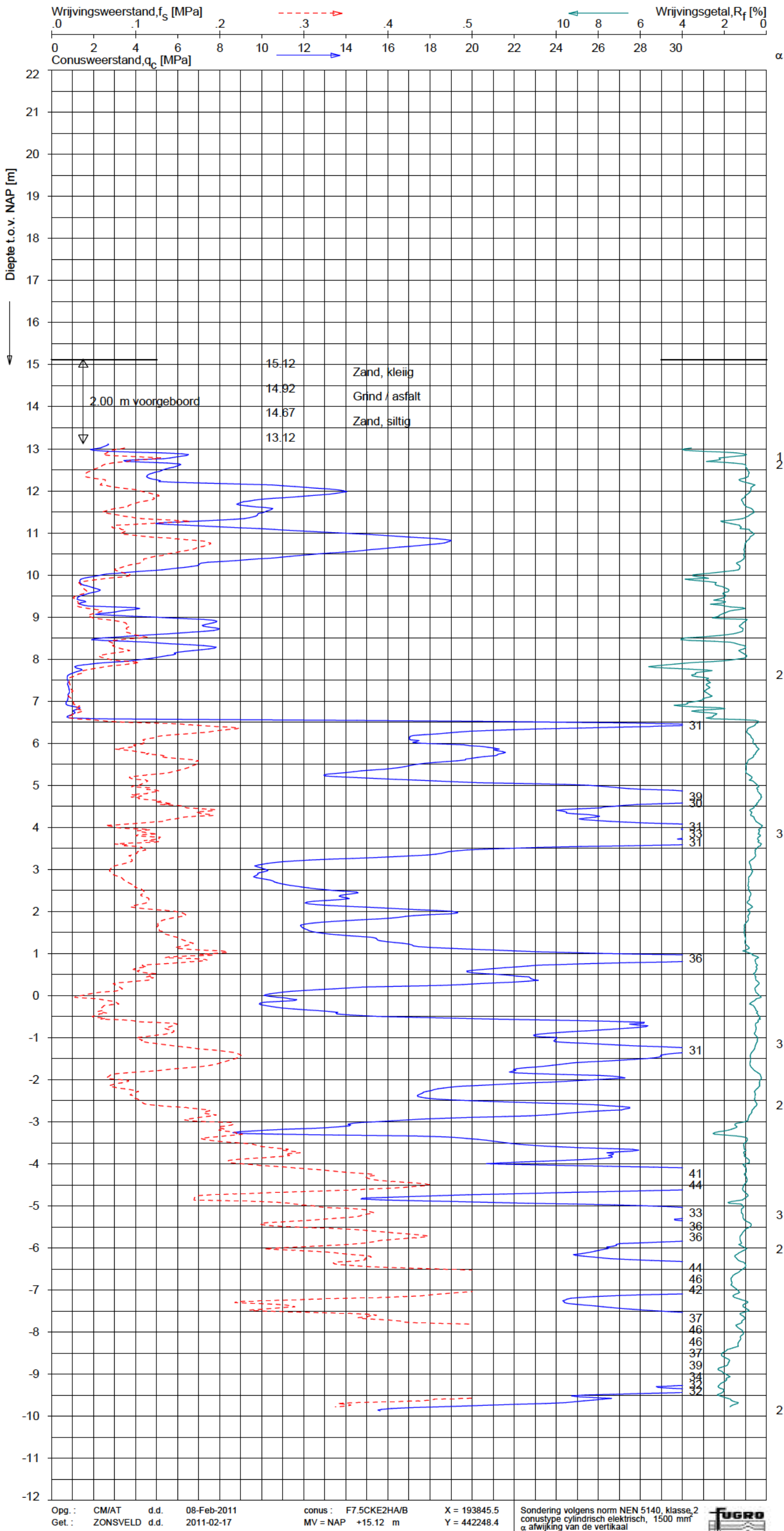
A325/N325 ARNHEM

Opdr. 6011-0011-000
Sond. DKM117

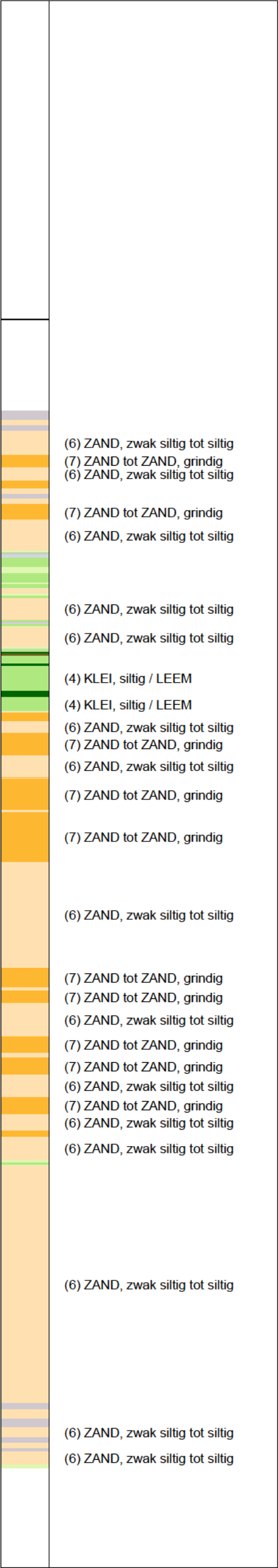
UNIPLOT 05.10.nl / QcFsClass-N3.cnd / 2011-02-17 14:30:36

6011-0011-000

DKM118 - 1



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



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

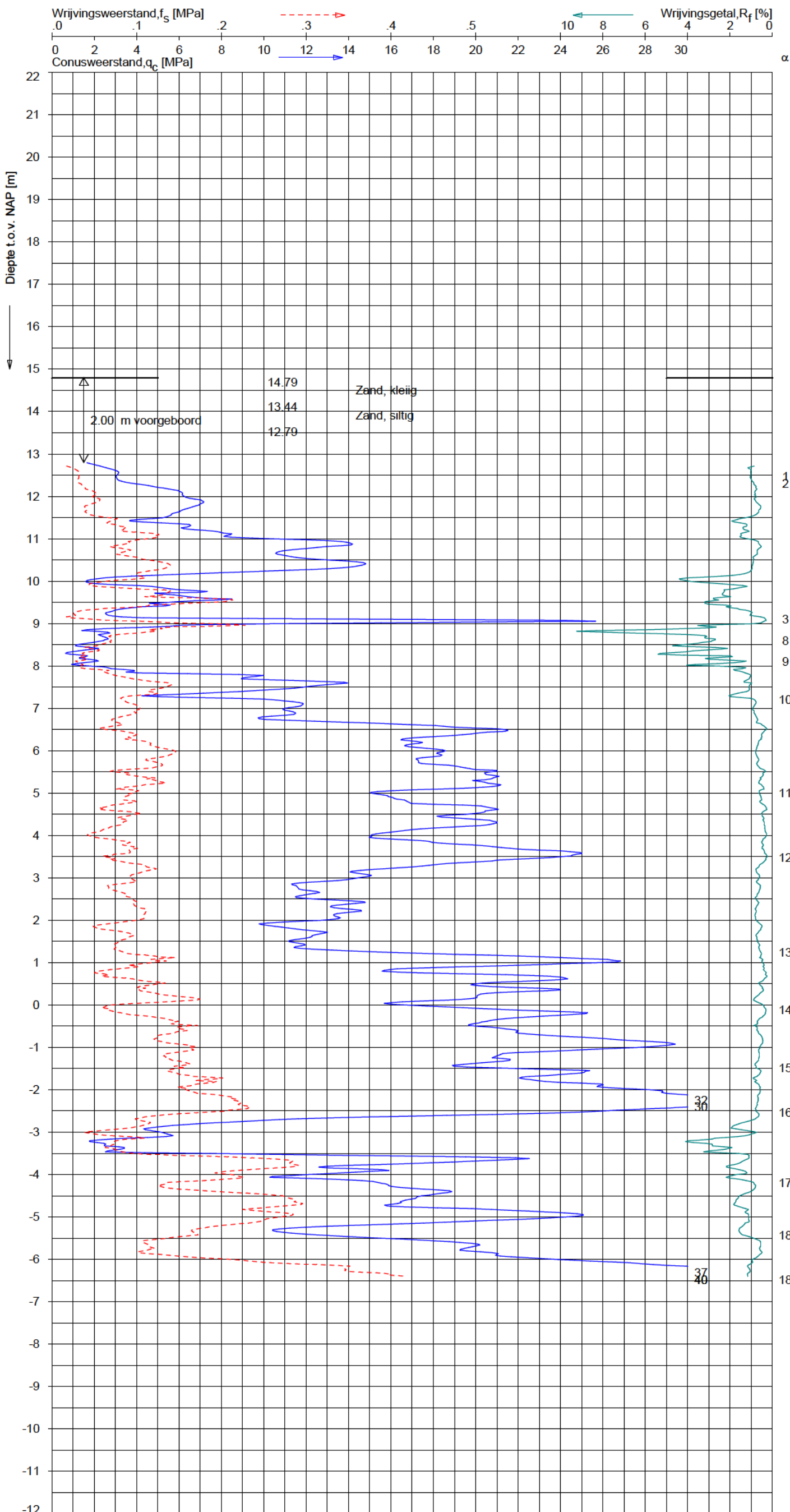
A325/N325 ARNHEM

Opdr. 6011-0011-000
Sond. DKM118

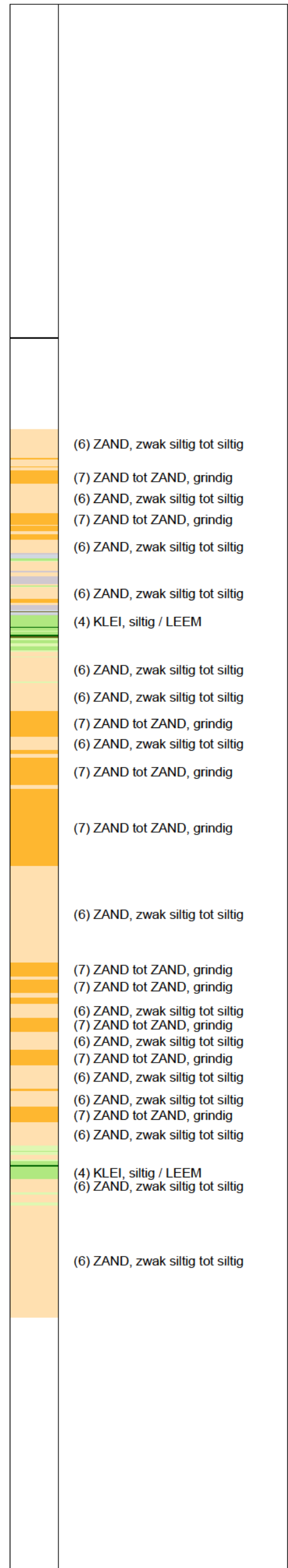
UNIPLOT 05.10.nl / QcFsClass-N3.cnd / 2011-02-17 14:30:37

6011-0011-000

DKM119 - 1



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



Opg.: CM/AT d.d. 09-Feb-2011 conus: F7.5CKE2HA/B X = 193817.5
Get.: ZONVELD d.d. 2011-02-17 MV = NAP +14.79 m Y = 442255.4
Sondering volgens norm NEN 5140, klasse 2
conustype cilindrisch elektrisch, 1500 mm
 α afwijking van de vertikaal



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

A325/N325 ARNHEM

Opdr. 6011-0011-000
Sond. DKM119

F. GLIJVLAKANALYSE

[illegible]

Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
Koningspleij Bishop STBI restbreedte Belasting midden	1017-0121-000	ctr.
	Annex	form. A4

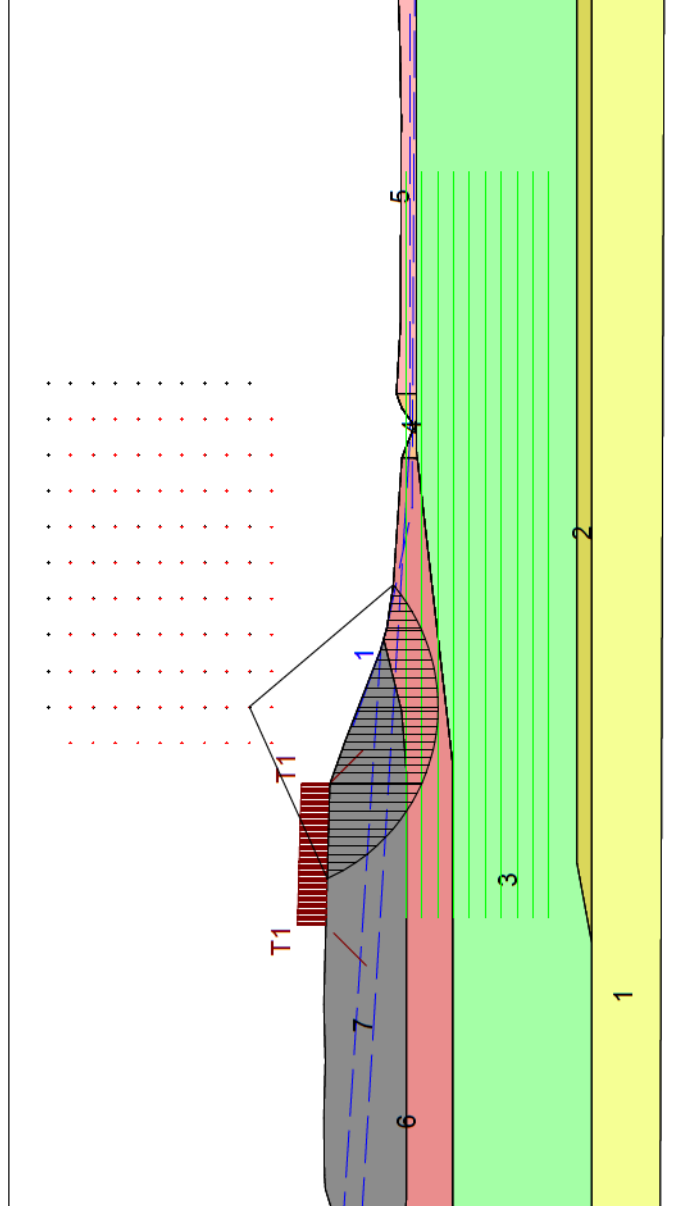
drw.
MHO

| ctr. | |

form.

A4

Critical Circle Bishop



Radius : 13,25 [m]
Safety : 0,81

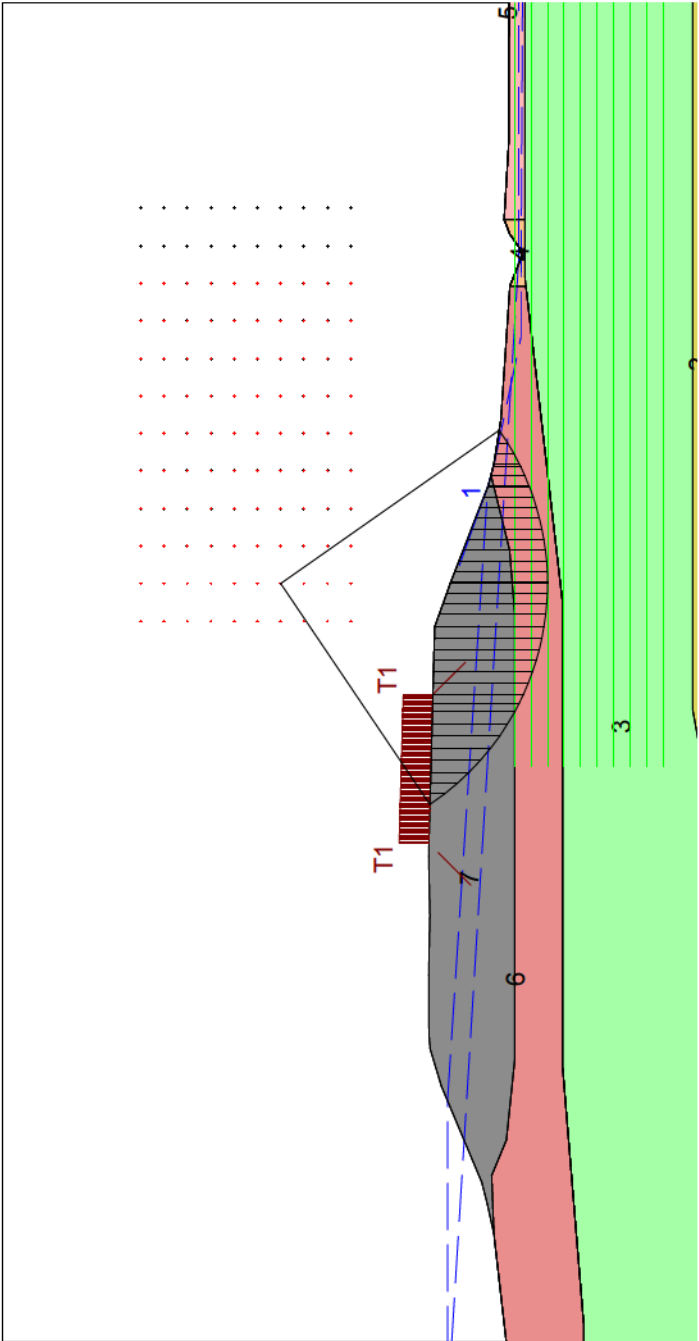
Xm : 95,76 [m]
Ym : 21,03 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBI_Bishop_Gondel_Opbarsten_rechts.stl

Koningspleij Bishop STBI restbreedte Belasting rechts	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Critical Circle Bishop

- Layers
- 7. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 6. Klei
 - 5. Klei
 - 4. Klei_opbarsten
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



Radius : 17,97 [m]
Safety : 1,00

Xm : 93,23 [m]
Ym : 25,74 [m]

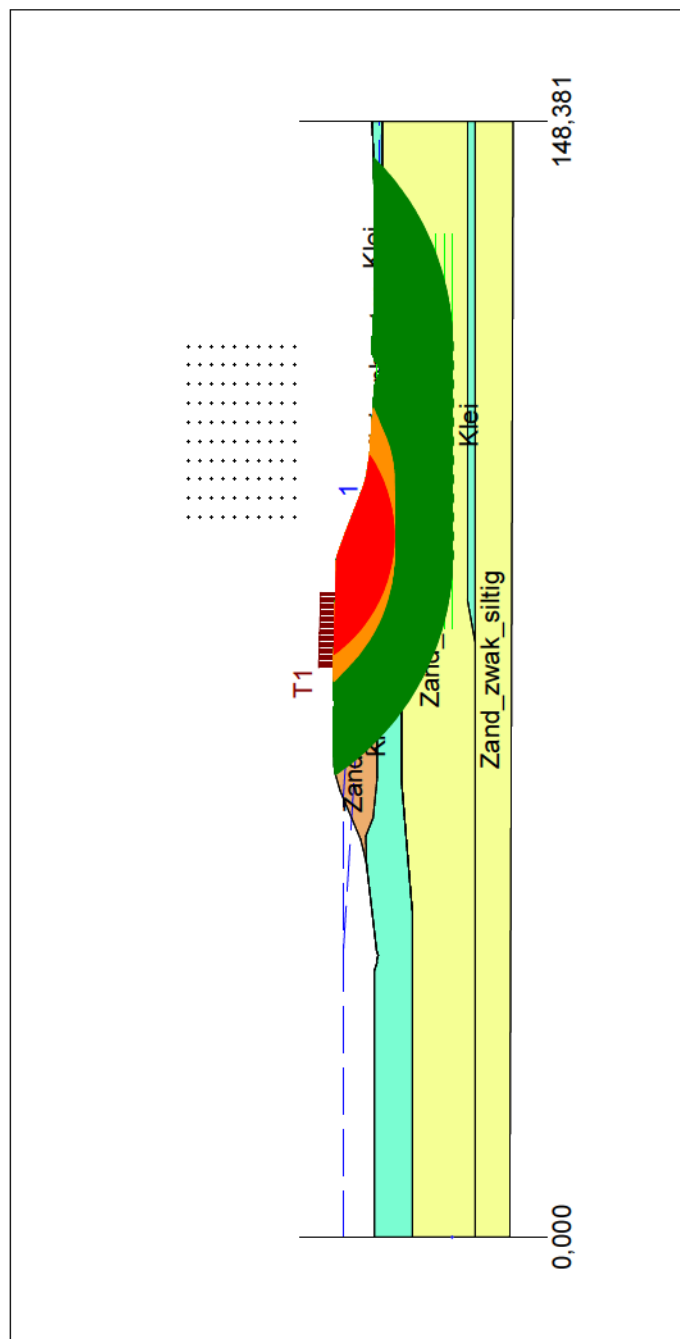
D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBI_Bishop_Gondel_Opbarsten_rechts_midden.stl

Koningspleij Bishop STBI restbreedte Belasting rechts midden	Phone	date	drw.
	Fax	26-4-2018	MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Safety Overview

Materials

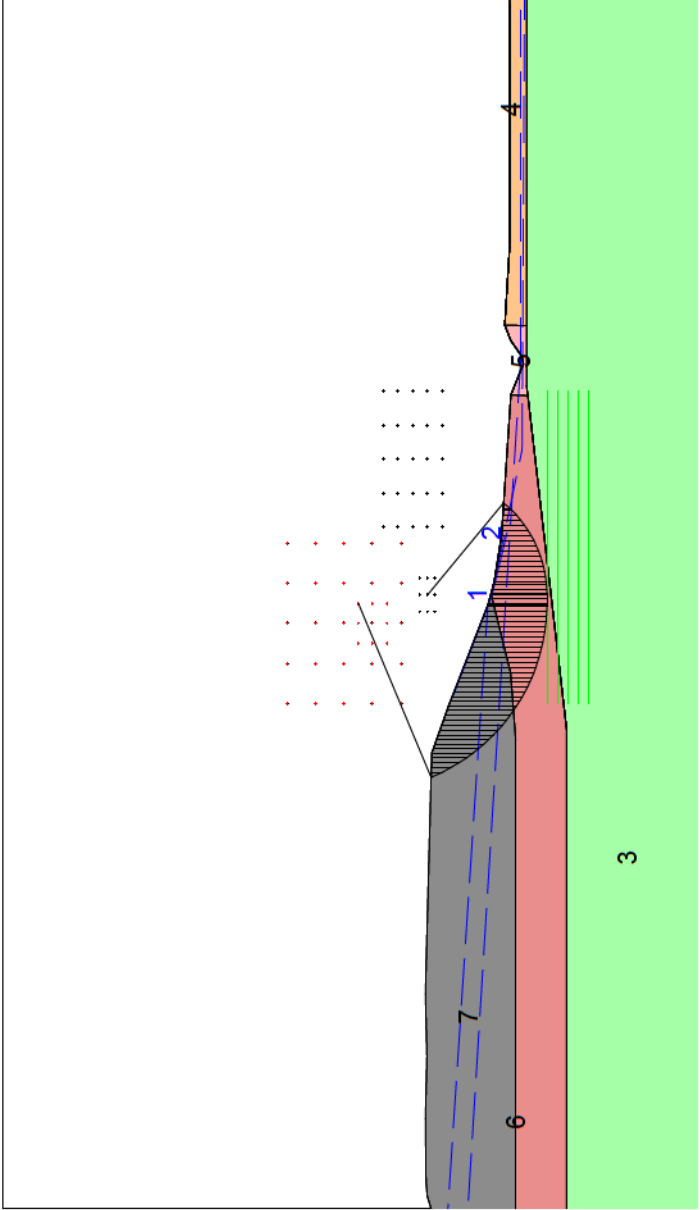
- Zand_Dijk_zwak_siltig
- Klei_opbarsten
- Klei
- Zand_zwak_siltig



D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBI_Bishop_Gondel_Opbarsten_rechts_midden.stl

Koningspleij Bishop STBI restbreedte Belasting rechts midden	Phone	date	drw.
	Fax	26-4-2018	MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van



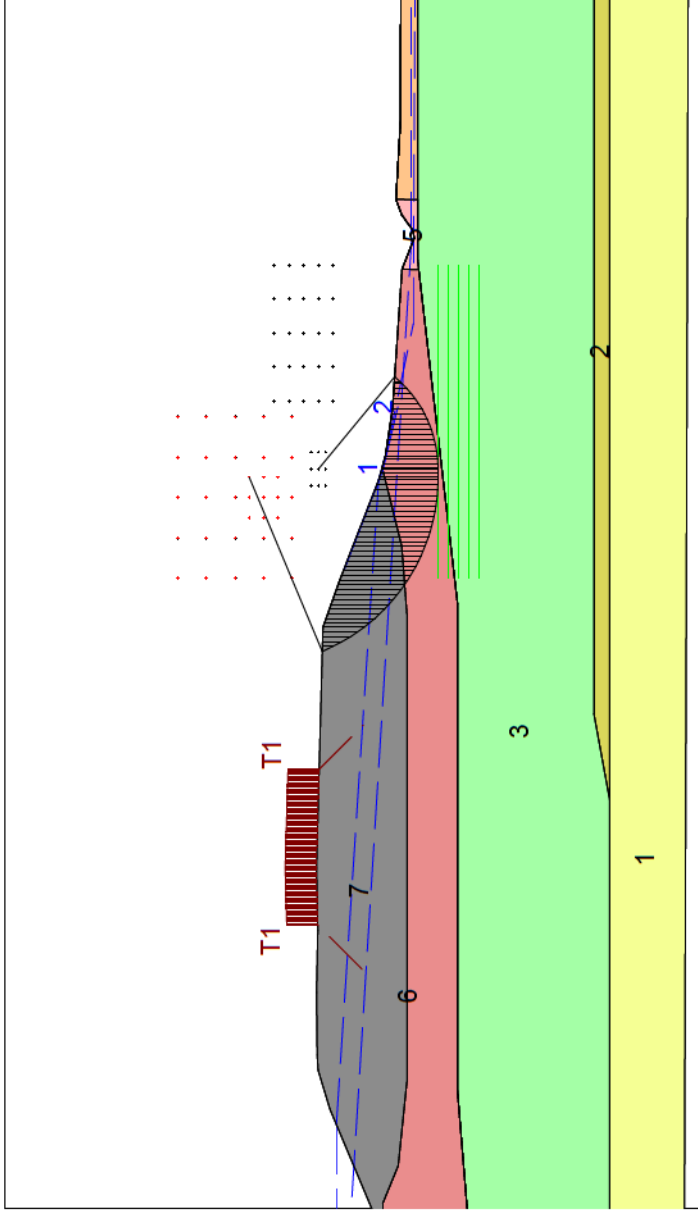
Radius : 12,10 [m]
Safety : 1,08

Xm : 99,91 [m]
Ym : 20,10 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBI_LiftVan.stl

Koningspleij LiftVan STBI gondel	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van



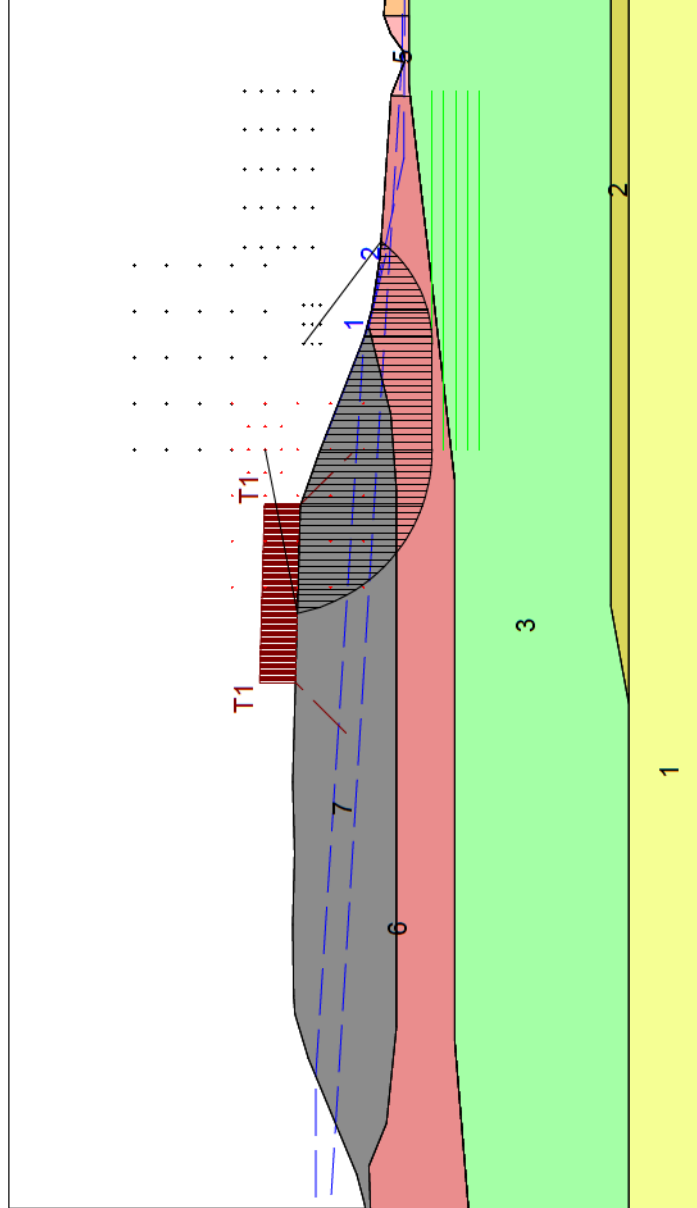
Xm : 99,91 [m]
Ym : 20,10 [m]

Radius : 12,10 [m]
Safety : 1,08

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBI_LiftVan_Gondel_opbarsten_midden.stl

Koningspleij LiftVan STBI gondel Belasting midden	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van



Radius : 9,35 [m]
Safety : 0,80

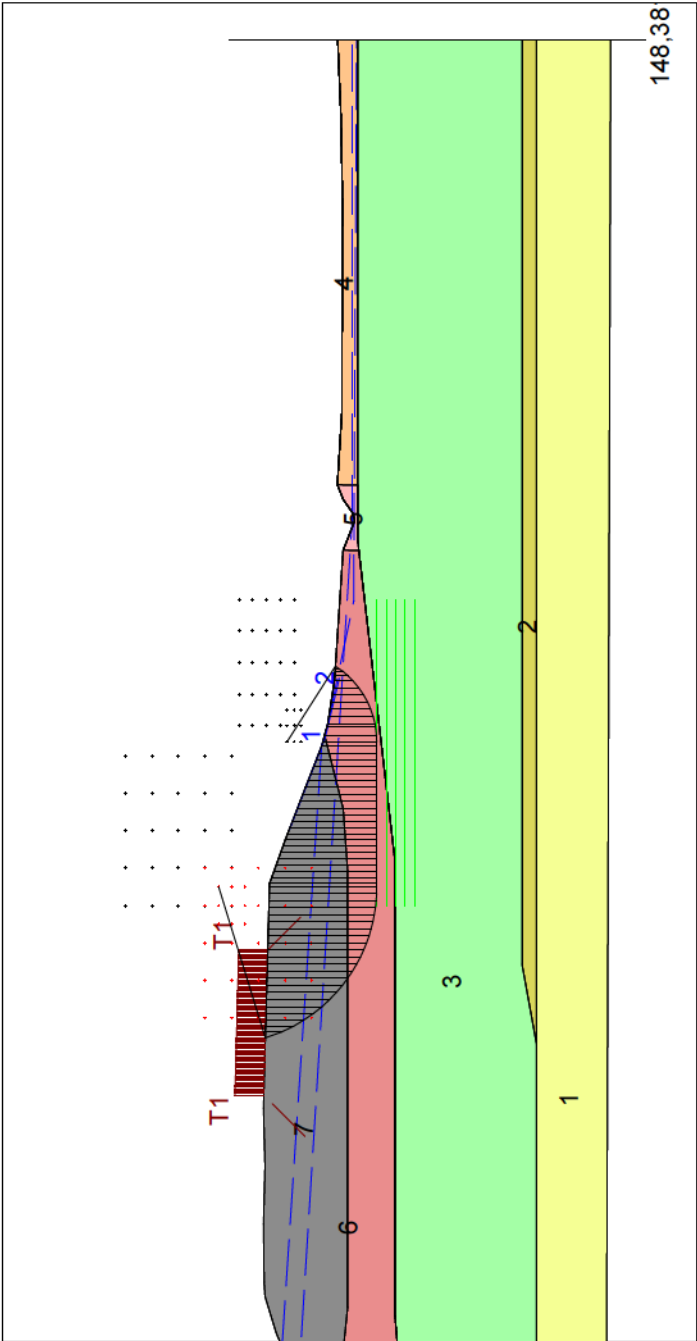
Xm : 93,47 [m]
Ym : 17,35 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBI_LiftVan_Gondel_opbarsten_rechts.stl

Koningspleij LiftVan STBI gondel Belasting rechts	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van

- Layers
- 7. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 6. Klei
 - 5. Klei_opbarst
 - 4. Klei
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



Radius : 10,89 [m]
Safety : 0,95

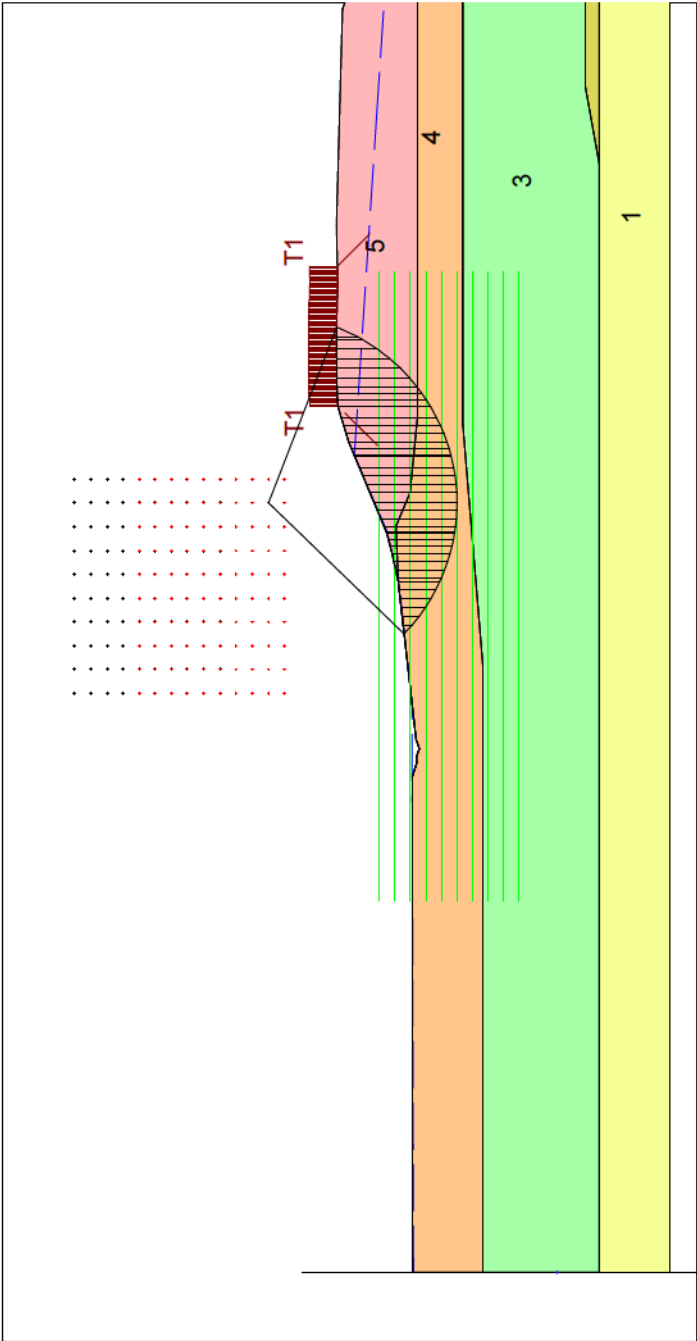
Xm : 90,08 [m]
Ym : 18,89 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBI_LiftVan_Gondel_opbarsten_rechts_midden.sti

Koningspleij LiftVan STBI gondel Belasting rechts midden	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Critical Circle Bishop

- Layers
- 5. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 4. Klei
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



Radius : 13,48 [m]
Safety : 0,65

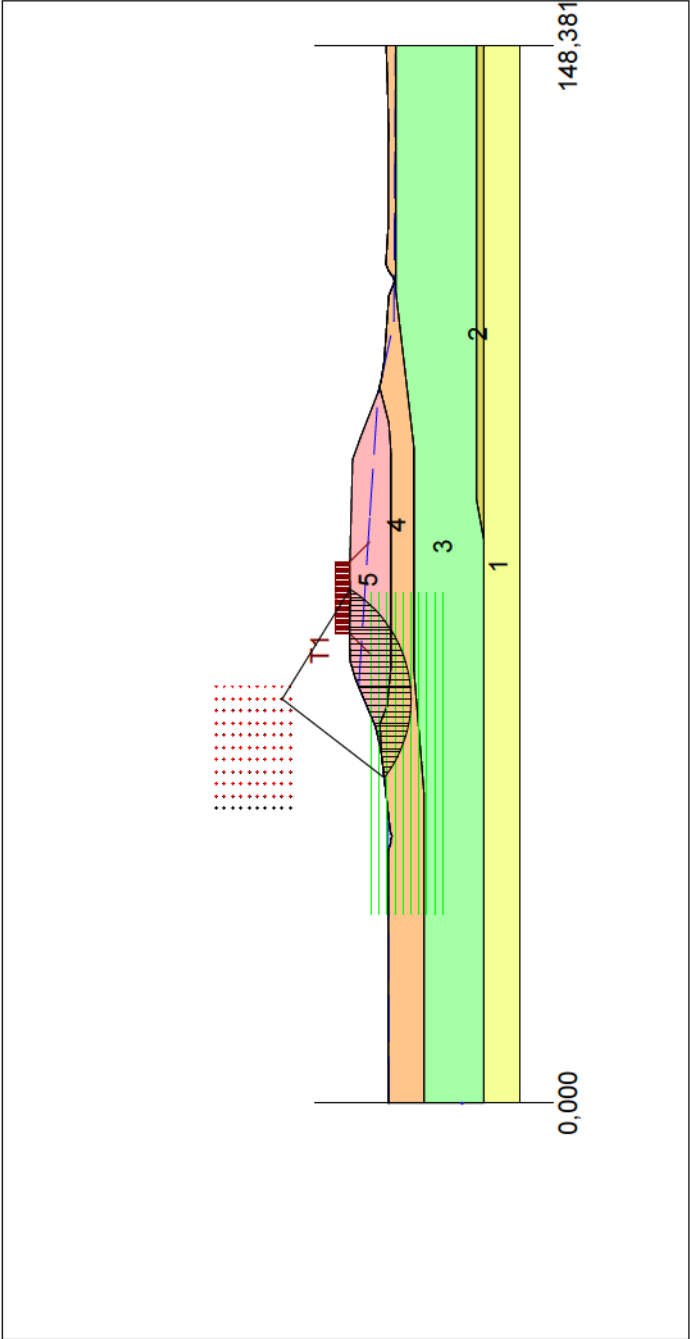
Xm : 55,01 [m]
Ym : 20,66 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_Bishop_Gondel_Links.sti

Koningspleij bishop STBU restbreedte Belasting links	Phone	date	drw.
	Fax	26-4-2018	MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Critical Circle Bishop

- Layers
- 5. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 4. Klei
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



Radius : 18,10 [m]
Safety : 0,80

Xm : 56,71 [m]
Ym : 25,28 [m]

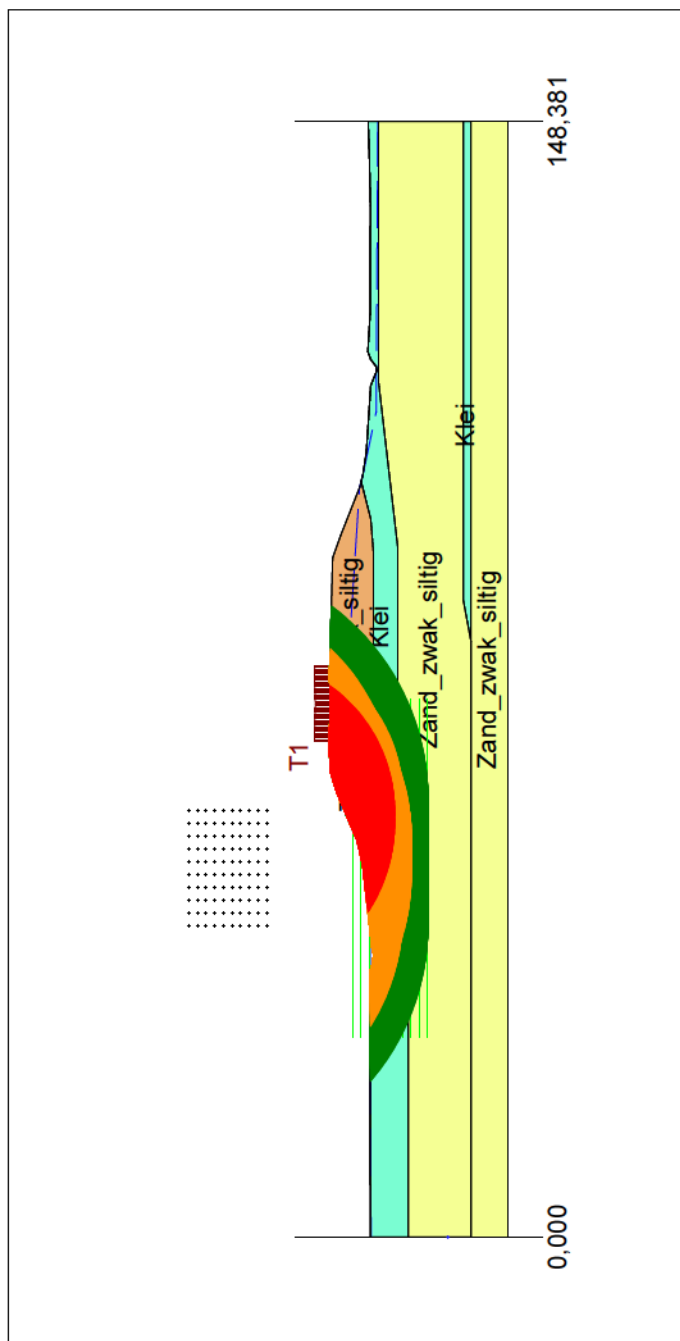
D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_Bishop_Gondel_Links_midden.stl

Koningspleij bishop STBU restbreedte Belasting links midden	Phone	date	drw.
	Fax	26-4-2018	MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form.
			A4

Safety Overview

Materials

- Zand_Dijk_zwak_siltig
- Klei
- Zand_zwak_siltig

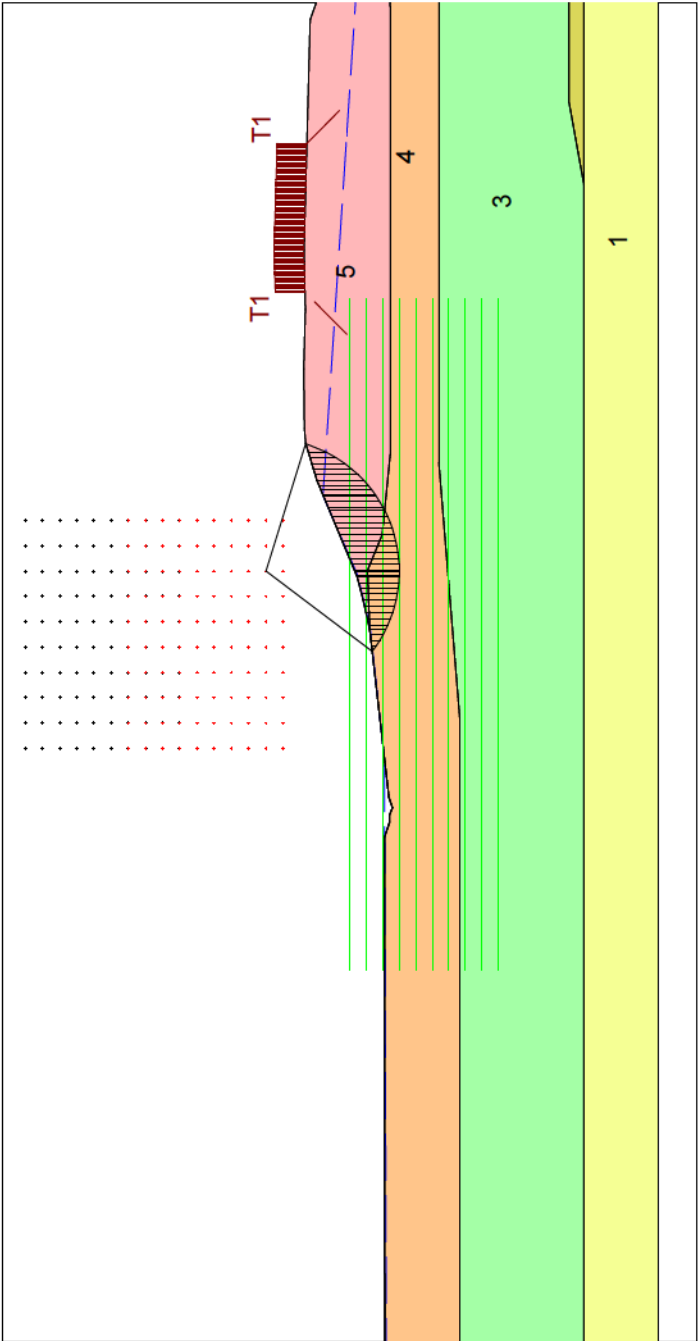


D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_Bishop_Gondel_Links_midden.stl

Koningspleij bishop STBU restbreedte Belasting links midden	Phone	date	drw.
	Fax	26-4-2018	MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Critical Circle Bishop

- Layers
- 5. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 4. Klei
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



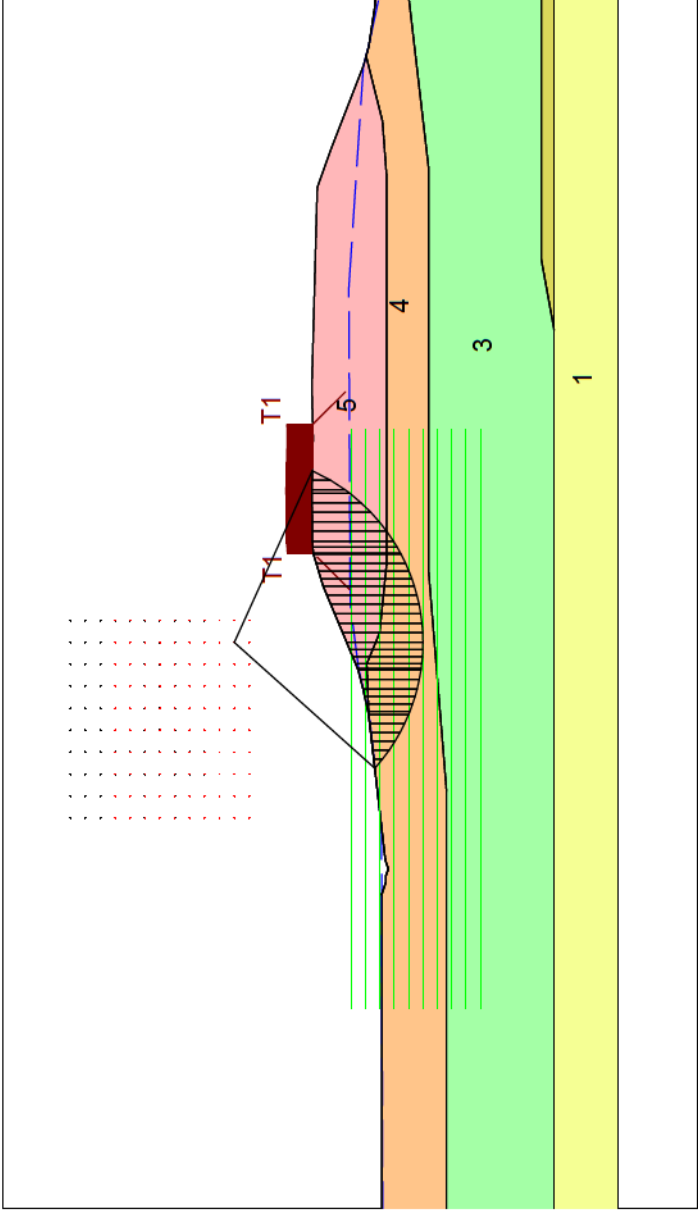
Radius : 8,95 [m]
Safety : 0,77

Xm : 53,30 [m]
Ym : 18,35 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_Bishop_Gondel_midden.sti

Koningspleij bishop STBU restbreedte Belasting midden	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Critical Circle Bishop



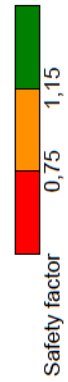
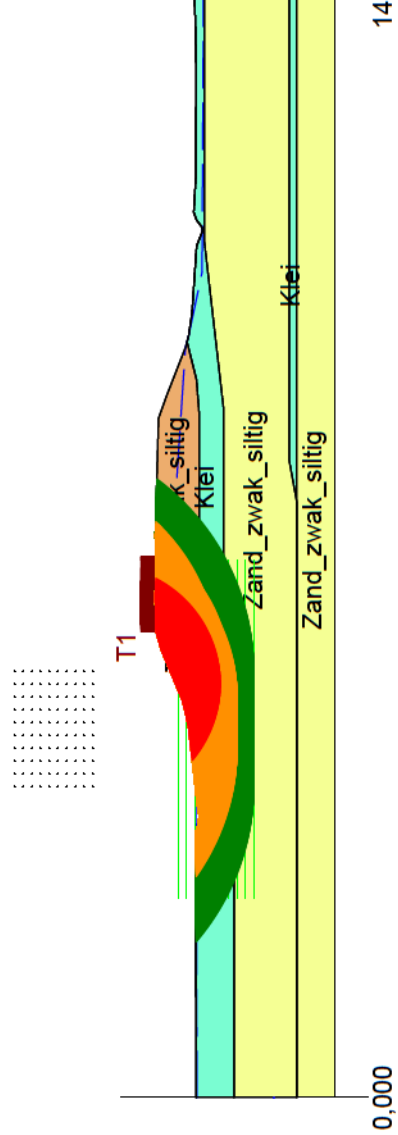
Radius : 14,64 [m]
Safety : 0,74

Xm : 55,01 [m]
Ym : 21,82 [m]

D-Geo Stability 17.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_Bishop_Gondel_Normaal.stl

Koningspleij bishop STBU Normale situatie	Phone Fax	date 11-1-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

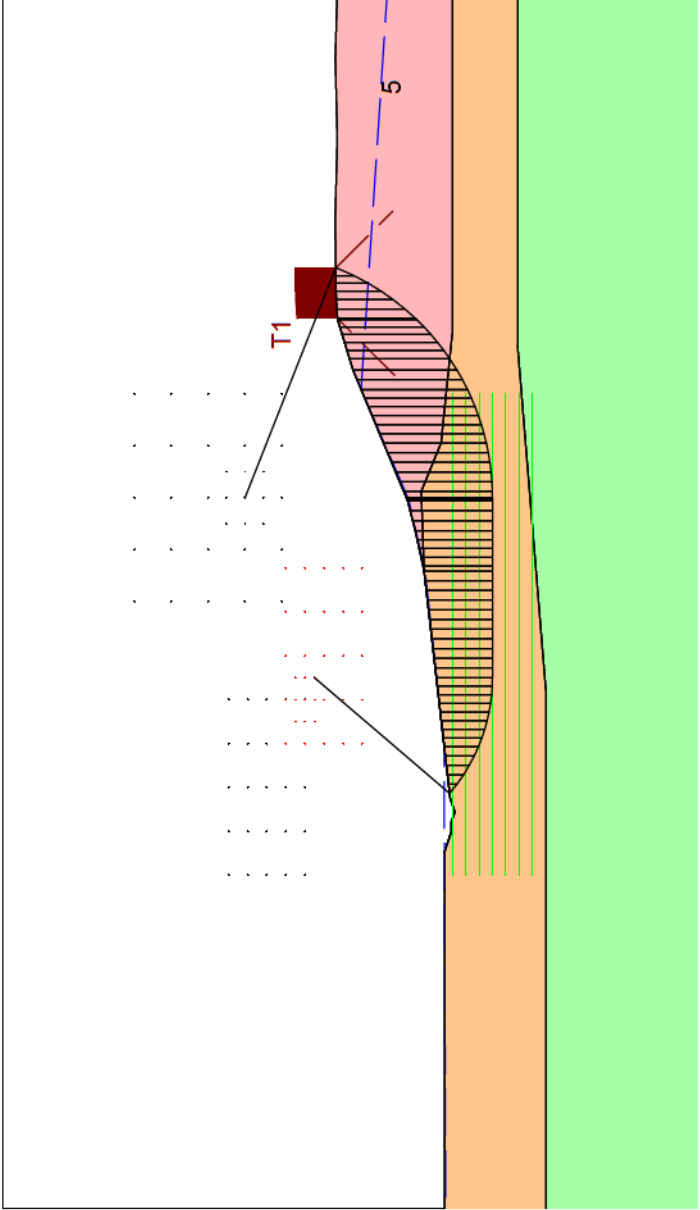
Safety Overview



D-Geo Stability 17.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_Bishop_Gondel_Normaal.stl

Phone Fax	date 11-1-2018	drw. MHO
Koningspleij bishop STBU Normale situatie	1017-0121-000	ctr.
	Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van



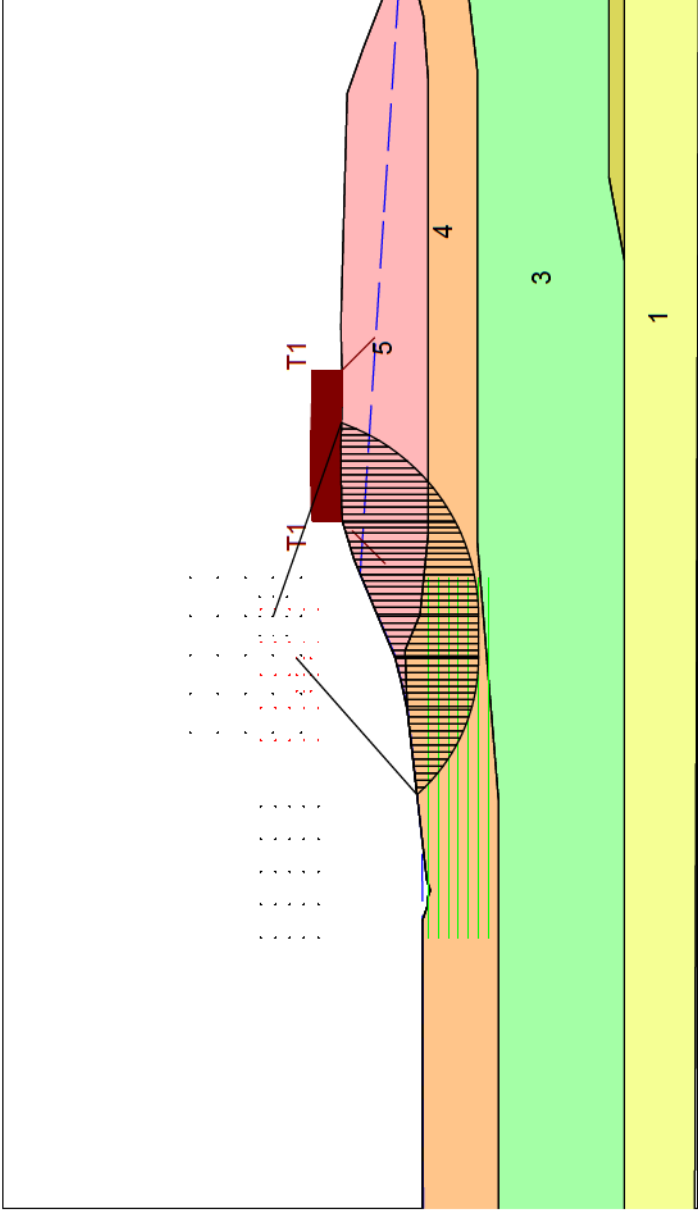
Radius : 8,83 [m]
Safety : 0,71

Xm : 44,09 [m]
Ym : 16,83 [m]

D-Geo Stability 17.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_LiftVan.stl

Koningspleij LiftVan STBU	Phone Fax	date 5-1-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van



Radius : 12,06 [m]
Safety : 0,64

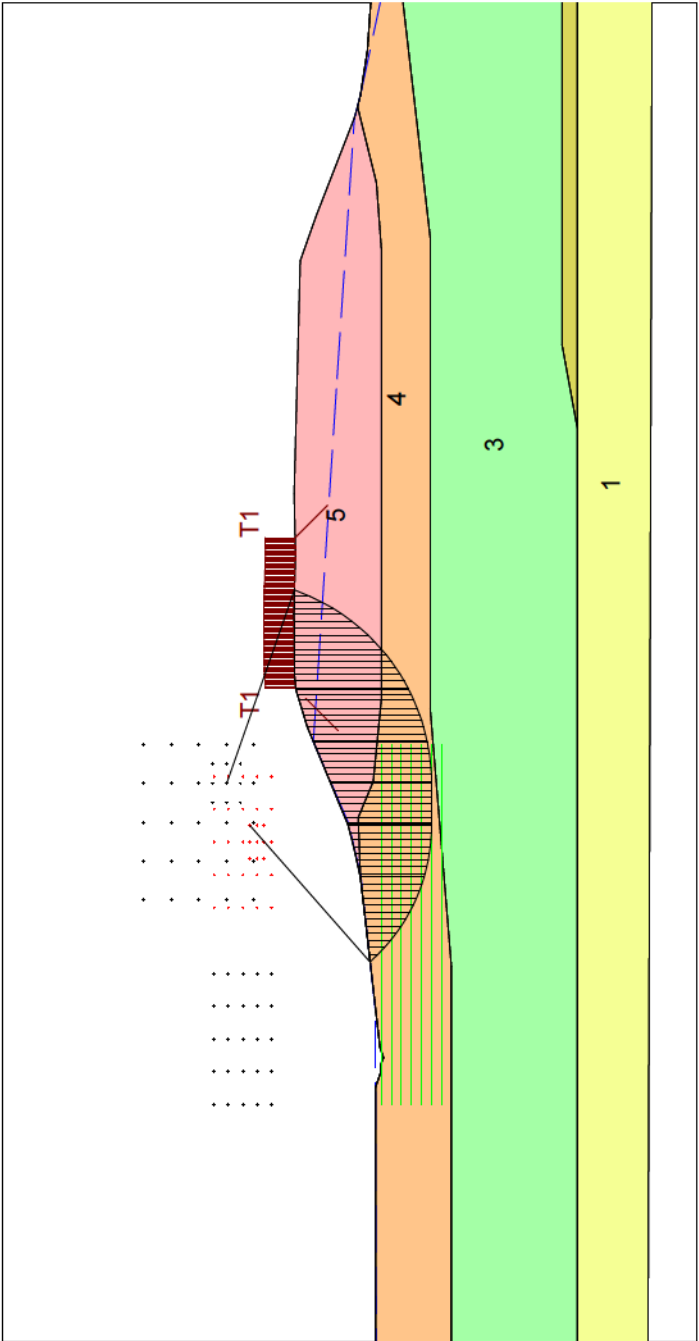
Xm : 52,81 [m]
Ym : 18,72 [m]

D-Geo Stability 17.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_LiftVan_Gondel.stl

Koningspleij STBU LiftVan Gondel	Phone Fax	date 5-1-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van

- Layers
- 5. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 4. Klei
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



Radius : 12,06 [m]
Safety : 0,64

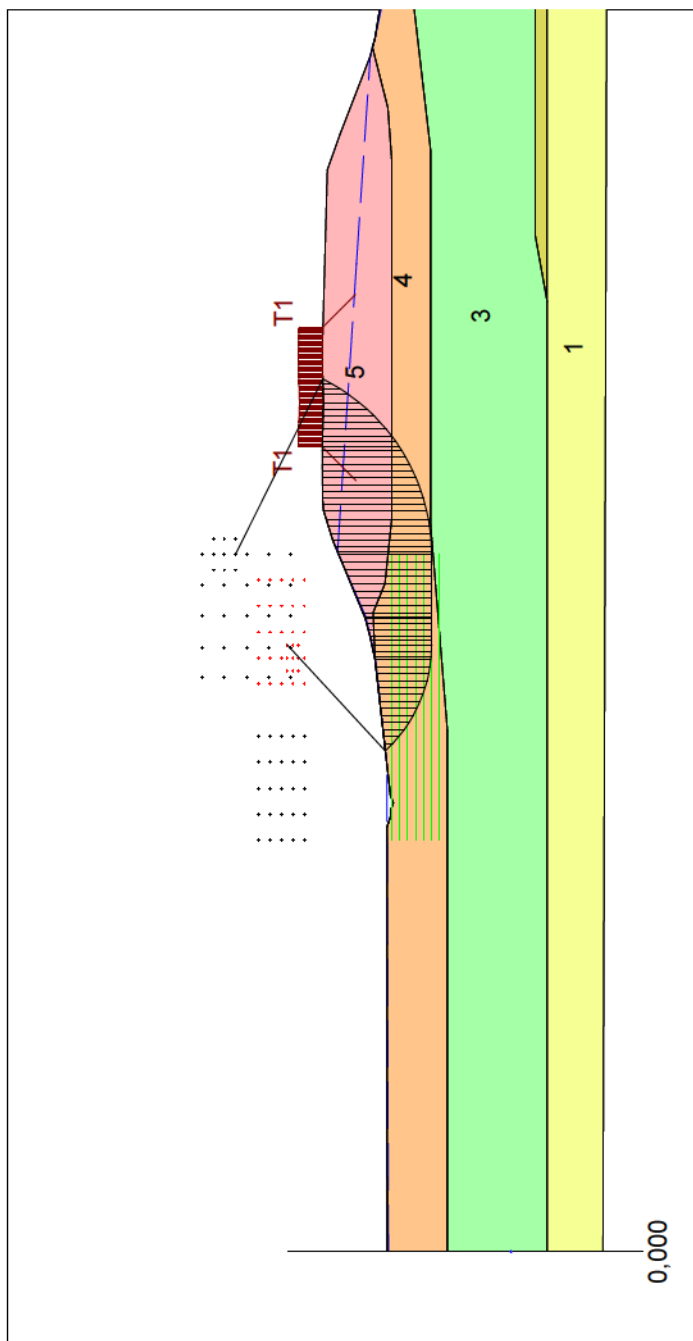
Xm : 52,81 [m]
Ym : 18,72 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_LiftVan_Gondel_Links.sti

Koningspleij STBU LiftVan Gondel Belasting links	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van

- Layers
- 5. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 4. Klei
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



Radius : 12,06 [m]
Safety : 0,80

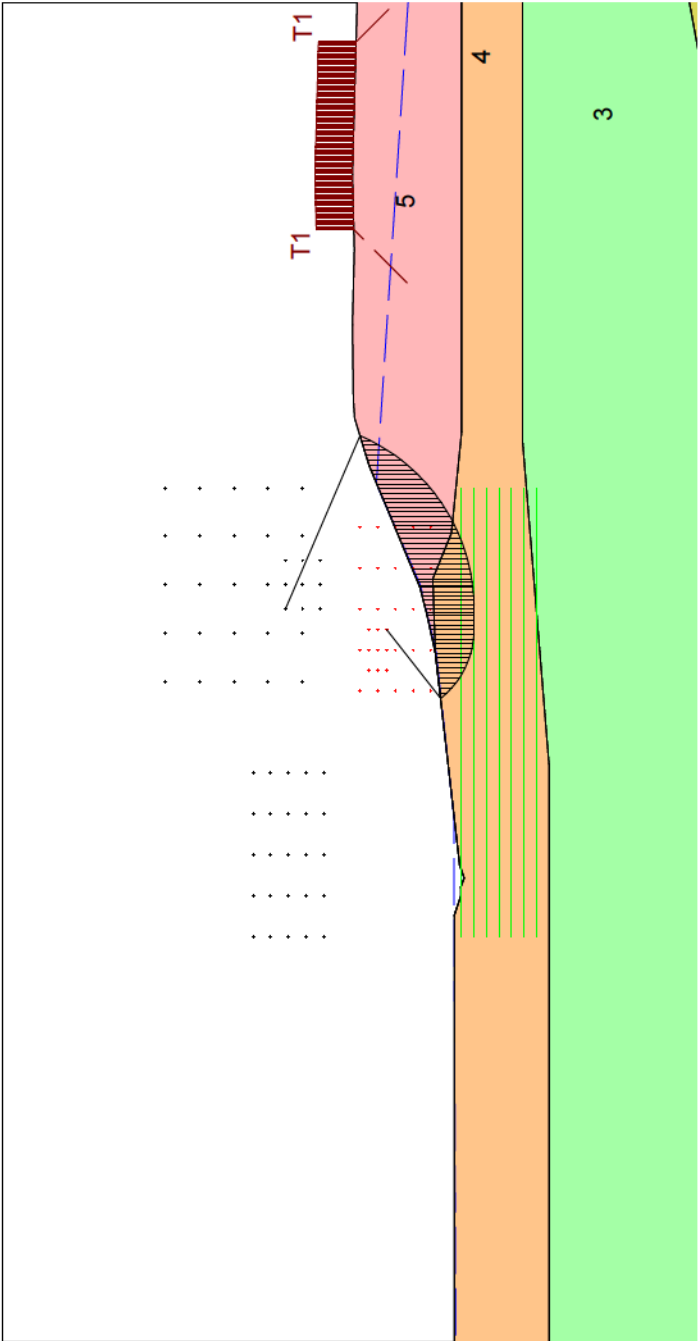
Xm : 50,63 [m]
Ym : 18,72 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_LiftVan_Gondel_links_midden.sti

Koningspleij STBU LiftVan Gondel Belasting links midden	Phone	date	drw.
	Fax	26-4-2018	MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van

- Layers
- 5. Zand_Dijk_zwak_siltig
 - 4. Klei
 - 3. Zand_zwak_siltig
 - 2. Klei
 - 1. Zand_zwak_siltig



Radius : 4,66 [m]
Safety : 0,78

Xm : 50,63 [m]
Ym : 13,99 [m]

D-Geo Stability 18.1 : DEF_DWP_47_54_155_STBU_LiftVan_Gondel_midden.sti

Koningspleij STBU LiftVan Gondel midden Belasting midden	Phone Fax	date 26-4-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

G. RESTBREEDTE ANALYSE

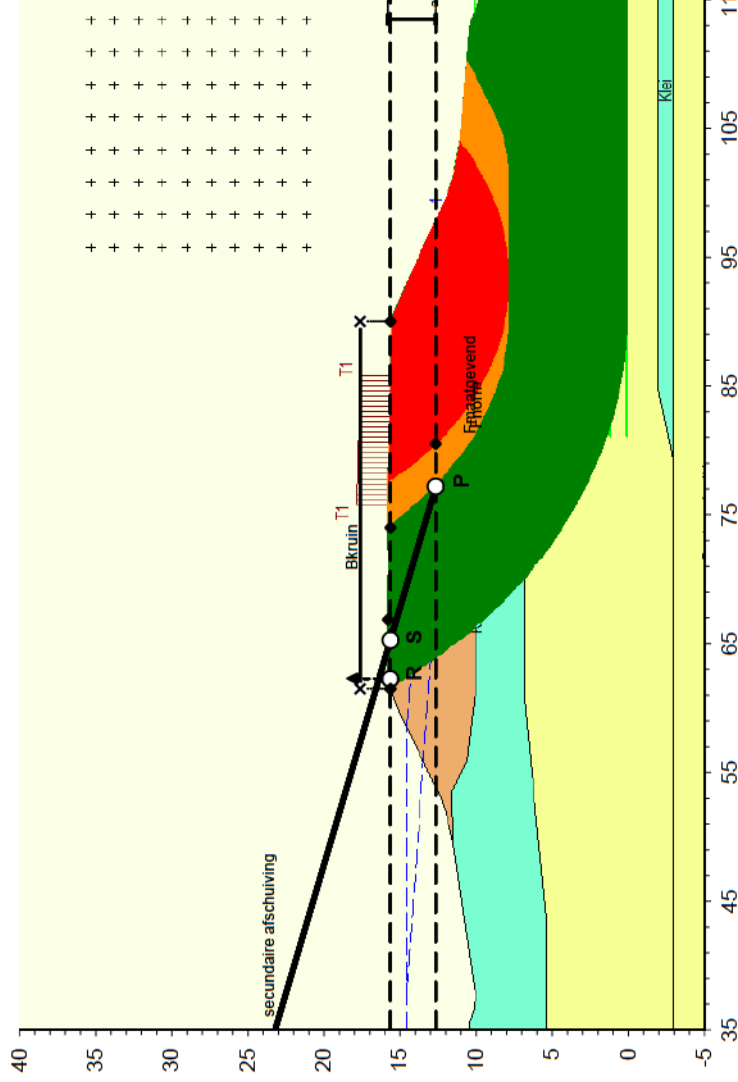
Restbreedteberekening STBI Gondel

STBI Gondel

5-1-2018

date

Situatietekening restbreedte



Minimaal vereiste resterende kruinbreedte (Bmin) (m)	3
Minimaal vereiste kruinhoogte (Hkr;min) (m + NAP)	16
Kruinverlagingsfactor primaire afschuiving (factor a)	0.50
n-waarde taludhelling secundaire afschuiving (1:n)	4

Reductiefactor marge
Reductiefactor secundaire af
Reductiefactor minimaal vere
Erosiemarge (m)

Dijk voldoet?	JA
---------------	----

Fnorm
Fmaatgevend

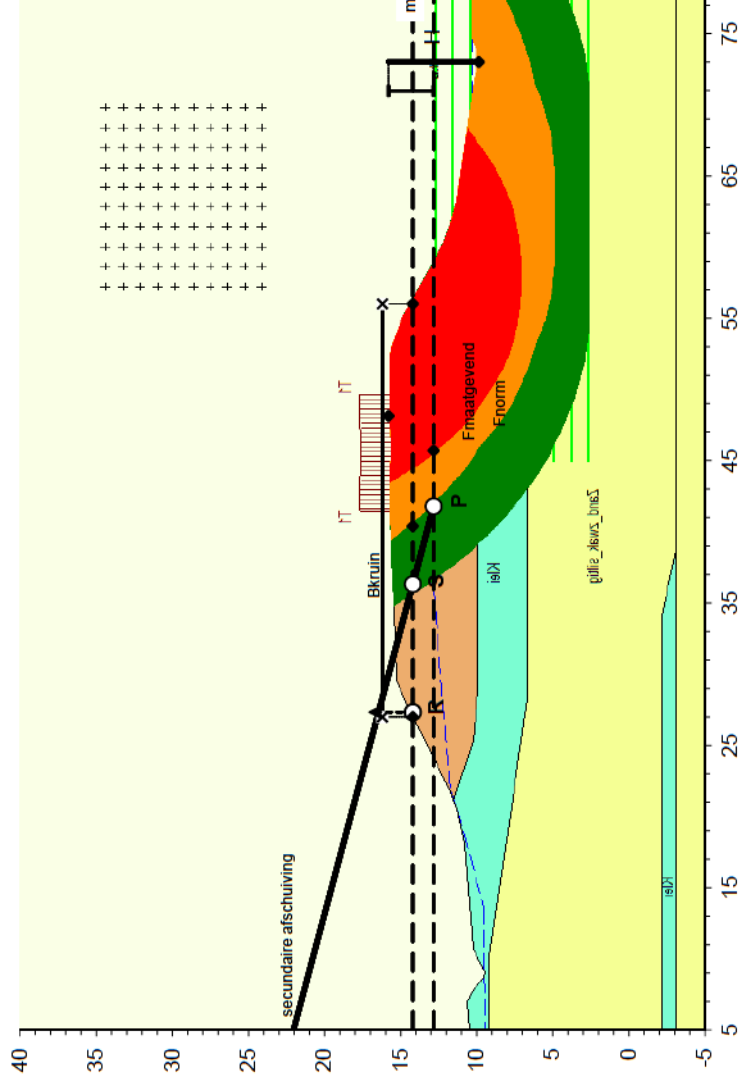
Restbreedteberekening STBU Gondel

STBU Gondel

5-1-2018

date

Situatietekening restbreedte



Minimaal vereiste resterende kruinbreedte (Bmin) (m)	9
Minimaal vereiste kruinhoogte (Hkr;min) (m + NAP)	14
Kruinverlagingsfactor primaire afschuiving (factor a)	0.50
n-waarde taludhelling secundaire afschuiving (1:n)	4

Reductiefactor marge
Reductiefactor secundaire af
Reductiefactor minimaal vere
Erosiemarge (m)

Dijk voldoet?	JA
---------------	----

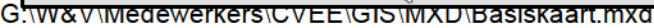
Fnorm
Fmaatgevend

H. LOCATIE GRONDONDERZOEK

Legenda

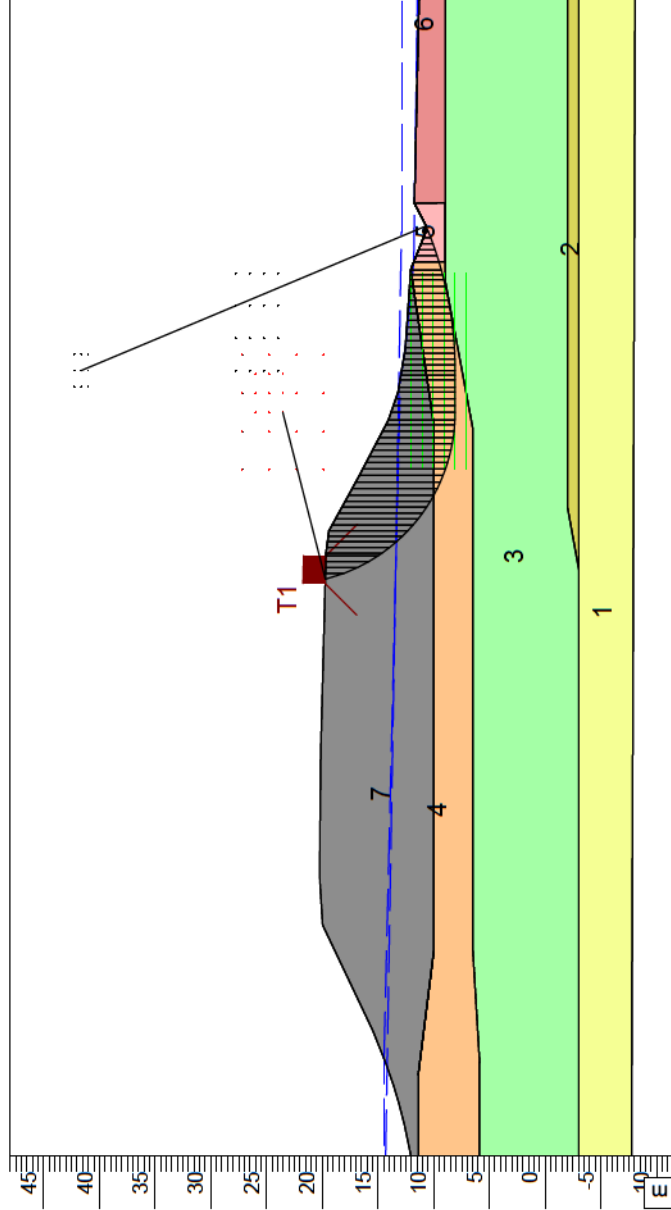
- Boringen_export20170516
- ▼ Sonderingen_export20170516

- 40



I. STABILITEITSANALYSE WATERCOMPENSATIE

Slip Plane Uplift Van



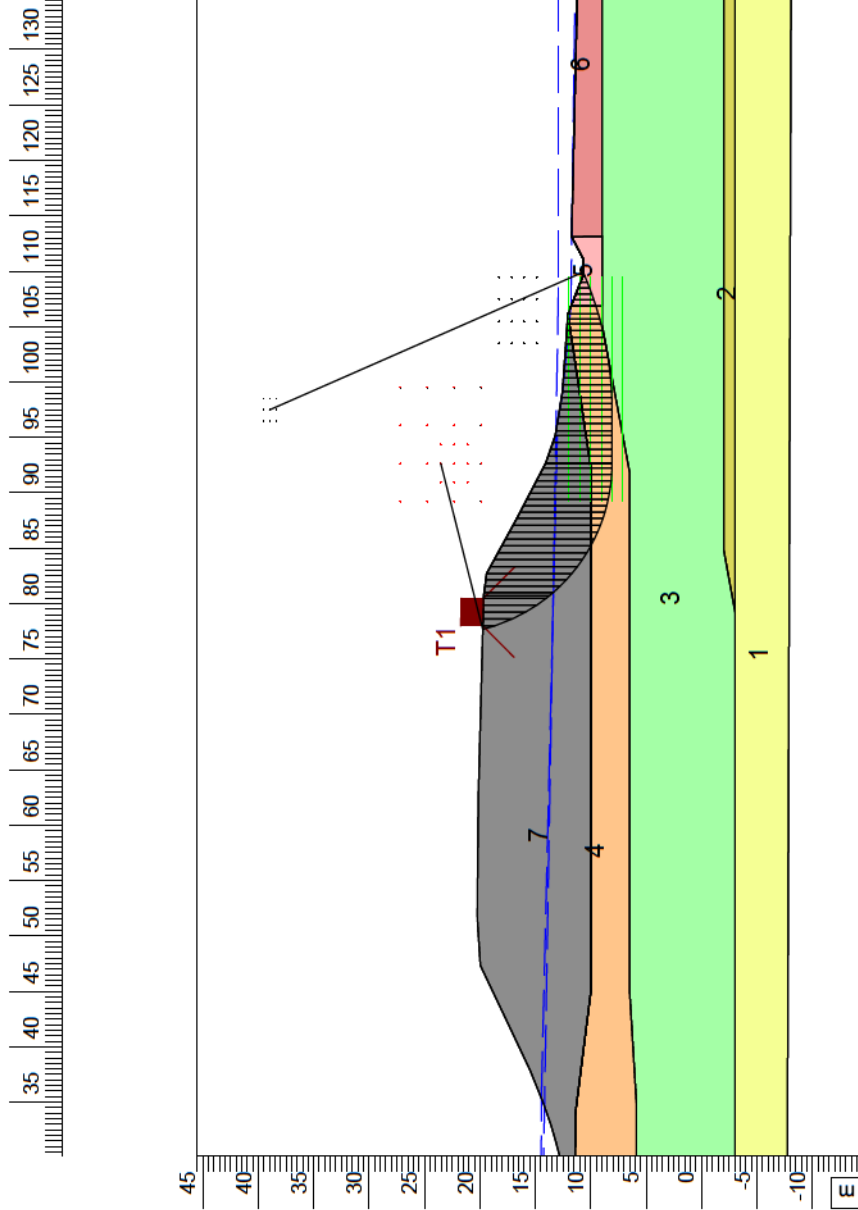
Radius : 15,45 [m]
Safety : 0,94

Xm : 93,34 [m]
Ym : 23,55 [m]

D-Geo Stability 18.1 : Watercompensatie_v1+Huidig_DEF.stl

Phone Fax	date 29-8-2018	drw. MHO
Koningspleij LiftVan STBI Watercompensatie Huidige situatie (Geen verbreding sloot)	1017-0121-000	ctr.
	Annex	form. A4

Slip Plane Uplift Van



Radius : 15,45 [m]
Safety : 0,94

Xm : 92,65 [m]
Ym : 23,54 [m]

D-Geo Stability 18.1 : Watercompensatie_basis_v1+Sloot_DEF.stl

Koningspleij LiftVan STBI Watercompensatie Verbreiding sloot	Phone Fax	date 29-8-2018	drw. MHO
		1017-0121-000	ctr.
		Annex	form. A4

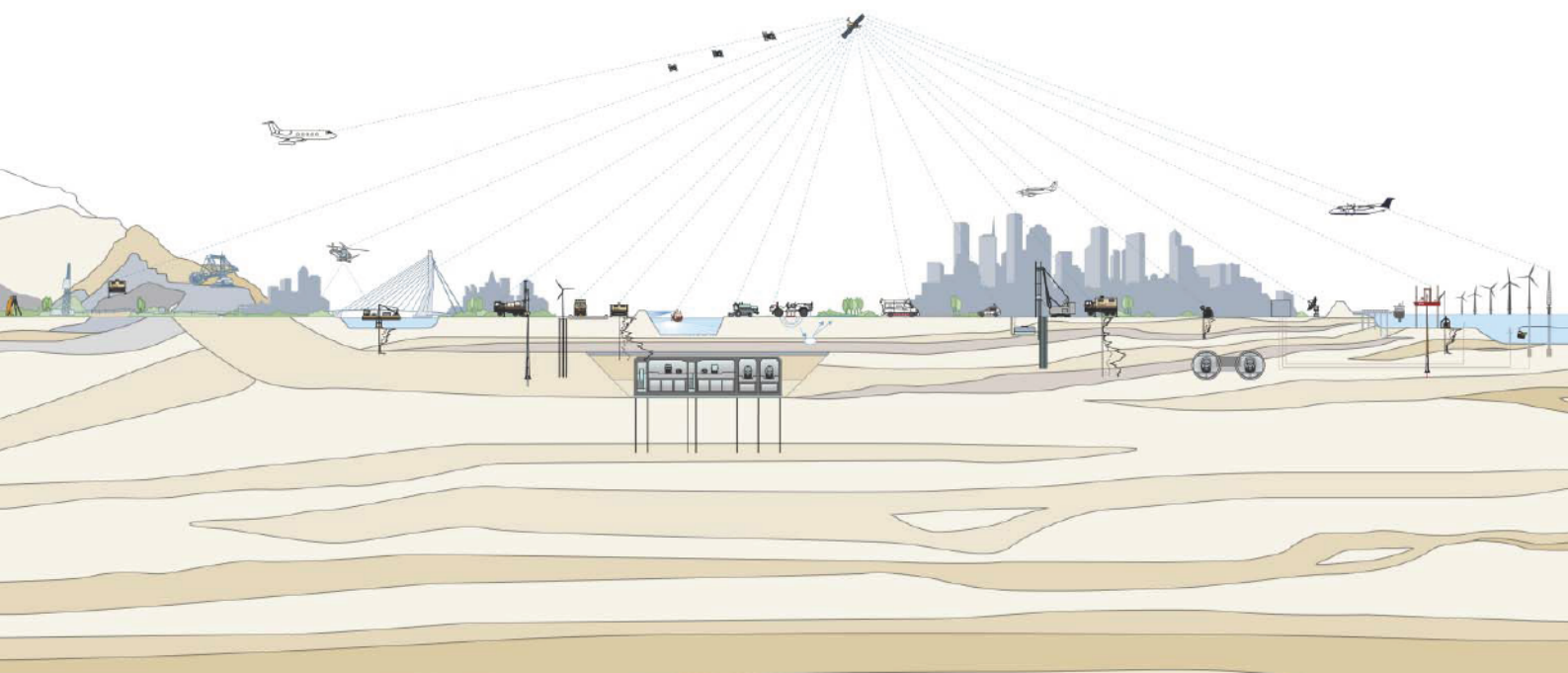
J. TRILLINGSRISICOANALYSE

TRILLINGSRISICOANALYSE

betreffende

WINDPARK KONINGSPLEIJ TE ARNHEM

Opdrachtnummer: 1017-0121-000



TRILLINGSRISICOANALYSE

betreffende

**WINDPARK KONINGSPLEIJ
TE ARNHEM**

Opdrachtnummer: 1017-0121-000

Opdrachtgever : Namens VOF Windpark Koningspleij
Raedthuys Groep
Hengelsestraat 569
7500 DC Enschede

Datum grondonderzoek : 19 april 2000, 1 mei 2011

Projectleider : ir. A.J. Snethlage
Senior Geotechnical Consultant

Opgesteld door : ing. D. Wessling
Geotechnical Consultant

Gecontroleerd door: : ir A.J. Snethlage
Senior Geotechnical Consultant

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	10 april 2017	1 ^e versie	
2	13 april 2017	2 ^e versie	

FILE: 1017-0121-000R01V02.doc

<u>INHOUDSOPGAVE</u>	<u>Blz.</u>
1. INLEIDING	1
2. PROJECTOMSCHRIJVING	2
2.1 Projectlocatie	2
2.2 Terrein- en bodemgesteldheid	3
2.3 Toetsingskader trillingen	4
2.4 Mechanisme trillingen	6
3. ANALYSE TRILLINGSINVLOED HEIWERKZAAMHEDEN	7
3.1 Uitgangspunten analyse	7
3.2 Modellerings	8
3.3 Trillingsoverdracht	8
3.4 Beoordeling en toetsing	10
4. ANALYSE TRILLINGSINVLOED EXPLOITATIEFASE	11
5. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	13
 <u>BIJLAGEN</u>	 <u>Nr.</u>
- Representatieve sondering (1a)	1
- Representatieve sondering (1b)	2
- "Toelichting modellerings trillingen"	3
- "Toelichting SBR - toetsingskader"	4
- "Trillingstechnische vaktermen en definities"	5

1. INLEIDING

Op 3 april 2017 ontving Fugro GeoServices B.V. te Leidschendam van Raedthuys Groep te Enschede namens VOF Windpark Koningspleij de opdracht voor het uitvoeren van een trillingsrisicoanalyse voor het project 'Windpark Koningspleij'.

Doelstelling

Het doel van de trillingsrisicoanalyse is het bepalen van de trillingsinvloed van de geplande bouwactiviteiten (vier windturbines). Hierbij dient aandacht geschonken te worden aan de nabijgelegen waterkering / aardebaan van de N325 / Pleijweg. Tevens wordt de trillingsinvloed beschouwd na de ingebruikname van de vier windturbines.

De standzekerheid van de waterkering / veiligheid door falen van de windturbine zelf (bresvorming van de kering, bladbreuk, omvallen toren, etc.) valt buiten het kader van deze trillingsrisicoanalyse.

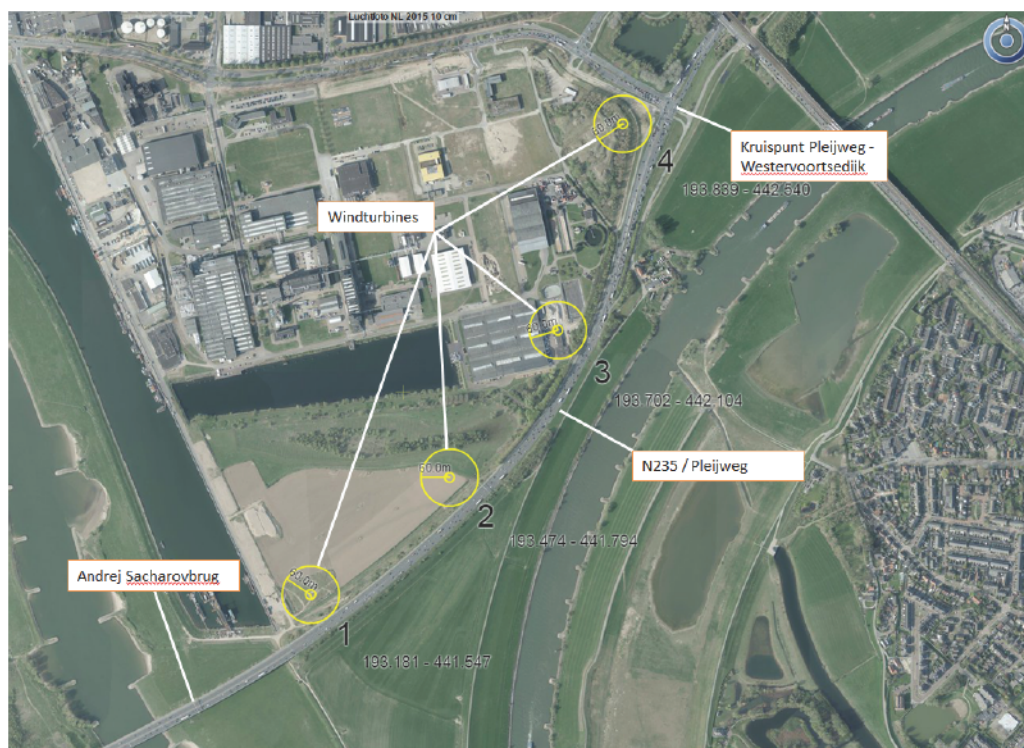
Fugro staat niet in voor de juistheid en/of volledigheid van de door derden verstrekte informatie en gegevens.

De resultaten van dit onderzoek zijn gebaseerd op de opdracht en de in het rapport beschreven uitgangspunten. Fugro neemt geen verantwoordelijkheid voor de juistheid van andere dan door ons gerapporteerde conclusies en interpretaties. De gerapporteerde resultaten van het (grond)onderzoek mogen slechts worden gehanteerd voor het doel zoals in de opdracht is beschreven.

2. PROJECTOMSCHRIJVING

2.1 Projectlocatie

Het in 2018 te realiseren Windpark Koningspleij bestaat uit vier windturbines. De projectlocatie maakt onderdeel uit van het bedrijventerrein Kleefse Waard - Koningspleij Noord. Langs de N325, tussen de Andrej Sacharovbrug en het kruispunt met de Westervoortsedijk, worden de windturbines geplaatst op onderlinge afstanden van circa 400 m. In figuur 2.1 zijn de locaties van de turbines aangegeven. De turbines zijn van zuid naar noord genummerd (1-4).



Figuur 2.1: Projectlocatie met omliggende bebouwing (bron: Waterschap Rijn en IJssel)

Beleningen

De N325 / Pleijweg is onderdeel van een waterkering. Gezien de aard van de (grond)constructie kan deze niet ingedeeld worden in de categorieën zoals door het SBR opgesteld. In tabel 2.1 is de geplande afstand van de turbines tot aan de waterkering opgenomen.

Tabel 2.1: Maatgevende afstanden turbines

Turbine	Heiwerkzaamheden		Exploitatiefase	
	Afst. tot 1/3 talud waterkering [m]	Afst. tot N245 / Pleijweg [m]	Afst. tot 1/3 talud waterkering [m]	Afst. tot N245 / Pleijweg [m]
1	25	50	35	60
2	30	50	40	60
3	40	50	50	60
4	105	50	115	60

Het industriepark Kleefse Waard omvat enkele bedrijven. Maatgevend is de loods die zich rondom de toekomstige windturbine 3 bevinden. De afstand tot de loods is circa 25 m. In Figuur 2.2 en 2.3 is deze locatie nader uitgewerkt.



Figuur 2.2: Omgeving windturbine 3

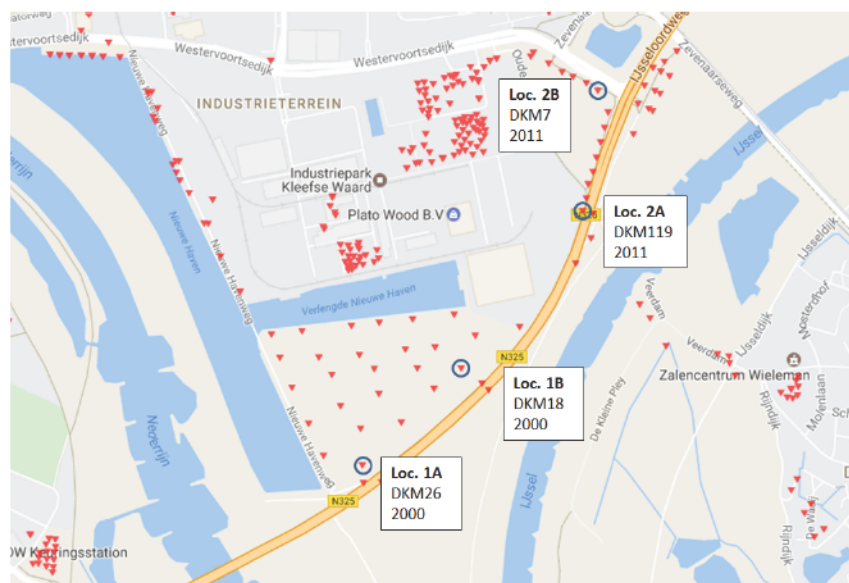


Figuur 2.3: Loods en een nog te verwijderen bijgebouw, vanaf N325 bekeken

De maatgevende afstanden tussen windturbine en de loods zijn afgeleid uit de aangeleverde tekeningen en Google Maps.

2.2 Terrein- en bodemgesteldheid

In 2000 en 2011 is door Fugro bodemonderzoek op de projectlocatie uitgevoerd. De locaties 1A, 1B, 2A en 2B zijn gedefinieerd in figuur 2.3. Sondering 1A is representatief voor windturbine 1 en 4, sondering 1B is representatief voor turbine 2 en 3. De representatieve sonderingen zijn opgenomen in Bijlage 1 en 2.



Figuur 2.4: Historisch grondonderzoek uit Fugro database

Tabel 2.2: Globale bodemgesteldheid (Windturbine 1 en 4, sondering 1A)

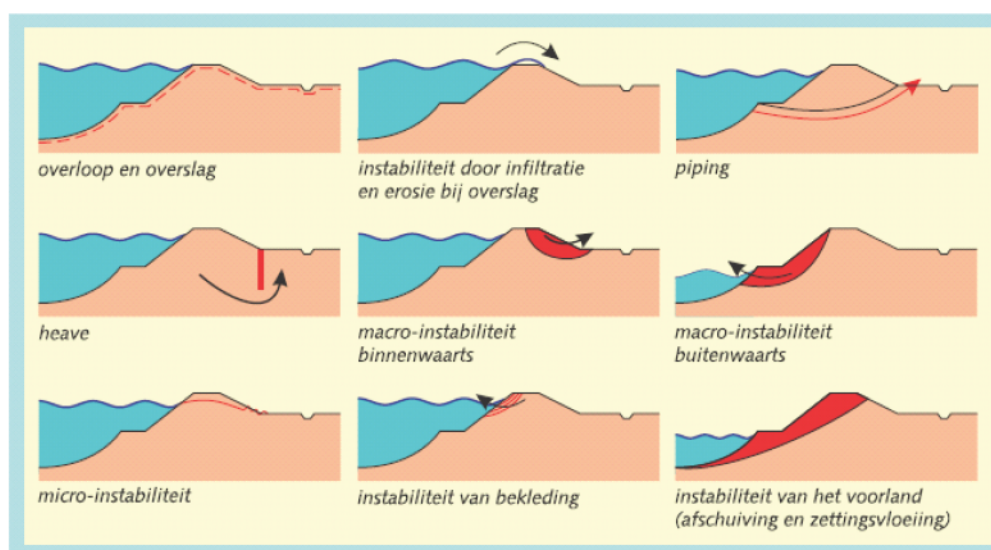
Diepte bovenkant laag in m t.o.v. NAP	Bodembeschrijving	
+11,5	VEEN	Toplaag
+9,7	ZAND	kleiig
+6,5	ZAND	Matig vast
-2,0	ZAND	Vast, met stoorlagen
-13,5	Maximaal verkende diepte	

Tabel 2.3: Globale bodemgesteldheid (Windturbine 2 en 3, sondering 1B)

Diepte bovenkant laag in m t.o.v. NAP	Bodembeschrijving	
+11,5	VEEN	Toplaag
+10,2	ZAND	Kleiig
+6,2	ZAND	Los
-3,8	ZAND	Los, diverse kleiige stoorlagen
-7,7	ZAND	Matig vast
-13,7	Maximaal verkende diepte	

2.3 Toetsingskader trillingen

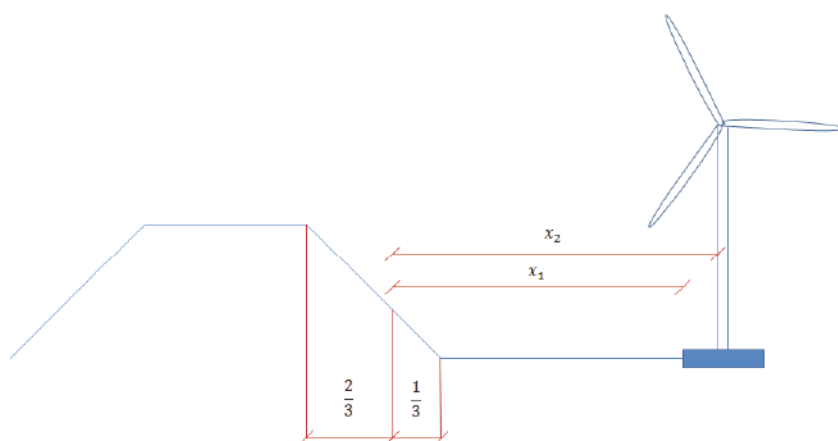
Bij waterkeringen gelden de in figuur 2.5 opgenomen geotechnische mechanismen. Onderscheid wordt gemaakt tussen directe effecten van trillingen (lagere taludstabiliteit, wateroverspanningen, etc.) en indirecte effecten (tekort aan kruinhoogte door verdichting van grond, problemen met maaien door vernatting rondom een funderingsblok, etc.).



Figuur 2.5: Overzicht van belangrijke faalmechanismen bij waterkeringen

Voor de droge waterkering in Arnhem wordt alleen de macrostabiliteit beschouwd (andere mechanismen zijn niet maatgevend gesteld).

Uitgaand van de macrostabiliteit van een grondlichaam (afschuiving van een moot grond langs een glijvlak), meet men de maatgevende afstand vanaf de windturbine (of diens fundering) niet tot de teen van de waterkering, maar tot circa $1/3^\circ$ op het talud van de waterkering. Dit principe is afgebeeld in figuur 2.6. Omdat het talud van de waterkering circa 30 m breed is, wordt de afstand circa 40 m, zie ook tabel 2.1.



Figuur 2.6: Indicatie maatgevende afstanden

Aanlegfase / heiwerkzaamheden: de toetswaarde voor de waterkering / N325 is niet gebaseerd op de SBR-richtlijnen, maar op een algemeen gehanteerde waarde van het waterschap. Deze toetswaarde bedraagt $0,5 \text{ m/s}^2$. De belending wordt getoetst aan de hand van SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen).

SBR richtlijnen voor gebouwen

De volgens CUR 166 geprognosticeerde trillingswaarden worden getoetst aan de grenswaarden uit de SBR richtlijnen uit augustus 2006, uitgegeven door Stichting Bouw Research, Rotterdam. De Raad van State erkent de richtlijnen als uitgangspunt voor jurisprudentie.

In totaal zijn er 3 SBR - richtlijnen, namelijk

- richtlijn A: 'Schade aan gebouwen'
- richtlijn B: 'Hinder voor personen in gebouwen'
- richtlijn C: 'Storing aan apparatuur'

Afhankelijk van de constructieve staat, funderingswijze en ouderdom van de omliggende bebouwing, karakteristieken van de trillingsgevoelige apparatuur en de afstand tot de werkzaamheden, bestaat in het algemeen de mogelijkheid dat de trillingen kunnen leiden tot:

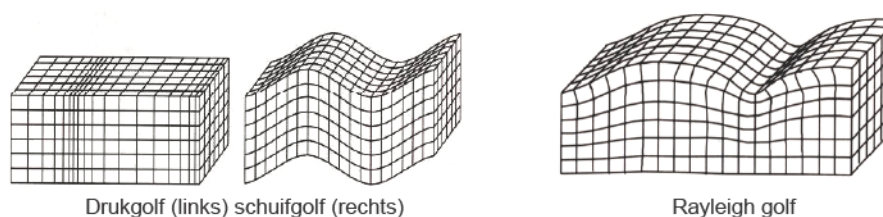
- schade aan de draagconstructie van omliggende gebouwen;
- hinder voor personen in gebouwen;
- storing aan trillingsgevoelige apparatuur;
- zettingsschade door verdichting van los gepakt zand.

2.4 Mechanisme trillingen

Bij trillingen is sprake van een trillingsbron (de windturbine), een medium (grond) dat de trillingen doorgeeft en een ontvanger (waterkering c.q. object). Bij de bron worden de trillingen in de grond opgewekt.

Wanneer de windturbine beweegt (oscillerend) veroorzaakt deze plastische en elastische vervormingen in de ondergrond. Door de snelle introductie van deze vervormingen ontstaan golfverschijnselen in de grond. Voor de trillingen in de omgeving zijn alleen de elastische golven van belang. Er ontstaan trillingsgolven die zich in alle richtingen (kunnen) voortplanten. Komen de golven aan de oppervlakte (maaiveld), bij een grondlaagovergang of bij een object, dan vindt hier reflectie en omzetting van de trillingsgolven plaats (refractie). Hierbij ontstaat een interferentiepatroon van bodembewegingen. Gezien de complexiteit van dit interferentiepatroon kan de bodembeweging slechts in benaderende zin beschreven worden.

De grootte van de beweging op het maaiveld wordt enerzijds bepaald door de kracht van de bron, door de bodemopbouw en de afstand tot de bron. Doorgaans nemen de bewegingen van het maaiveld, c.q. de maximale amplitude van de beweging (golf), af door materiaaldemping en bij toenemende afstand tot de bron (geometrische demping).



Figuur 2.7: Verschillende trillingsgolven die in grond kunnen voorkomen

Wateroverspanningen en verdichting

Trillingen ten gevolge van heiwerkzaamheden of het actief zijn van de windturbine kunnen leiden tot wateroverspanningen en daarmee een verlaagde korrelspanning. In het geval van een waterkering zorgt de verlaagde korrelspanning voor een risico tot afschuiven (paragraaf 2.3) en daarmee een verlaagde standzekerheid.

Tevens kunnen trillingen leiden tot verdichting en / of verweking van de bodem.

3. ANALYSE TRILLINGSINVLOED HEIWERKZAAMHEDEN

3.1 Uitgangspunten analyse

Tijdens het opstellen van deze risicoanalyse is nog geen funderingsadvies (palenplan) beschikbaar. Derhalve is op basis van (hei)werkzaamheden bij eerdere windparken met vergelijkbare turbines (3 MW) een inschatting gemaakt van de heiparameters. Hierbij is tevens rekening gehouden met de bodemopbouw (tabel 2.2 en 2.3). Er wordt aangenomen dat de windturbines worden gefundeerd op grondverdringende, geheide palen.

Voor de modellering van de trillingen zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- prefab betonpalen, $\varnothing 450$ mm met een lengte van 16-20 m
- benodigde hei-energie (efficiëntie heiblok 90%) 85 kNm;
- ref.bronwaarde grond (op 5 m), heien, sondering 1a 0,032 mm/s;
- ref.bronwaarde grond (op 5 m), heien, sondering 1b 0,038 mm/s
- variatiecoëfficiënt, heien 0,6;
- demping grond $0,01 \text{ m}^{-1}$

Verwacht wordt dat de aangehouden uitgangspunten als “worst case” gelden. De keuze van het benodigde hei-energieniveau is hoger aangehouden dan strikt noodzakelijk. Met dit blok zouden eventueel ook langere palen dan wel grotere diameters op diepte geheid kunnen worden.

Er is bij de paalgroepen uitgegaan van een “standaard” grondverdichting van circa 4 tot 5%. Bij hogere grondverdichtingspercentages dient rekening gehouden te worden met de toepassing van een zwaarder heiblok.

Relevantie van de blokkeuze

Het hierboven beschouwde blok kan goed geregeld worden, zodat niet met een te hoge of te lage slagkracht op de palen geslagen hoeft te worden. De acceptatie van het gekozen blok dient door de aannemer in overleg met constructeur te worden verzorgd.

Bovengenoemde aannamen zijn als uitgangspunt voor de analyse gehanteerd. In geval van wijzigingen in het te hanteren equipment en / of materieel, wordt aanbevolen de analyse aan te laten passen.

Toets en grenswaarden

Voor waterkeringen gelden geen directe toetswaarden. Deze dienen afgeleid te worden uit stabiliteitsberekeningen. Vooralsnog wordt een toetswaarde voor versnelling van $0,5 \text{ m/s}^2$ gehanteerd.

De verwachte trillingen aan de belending wordt getoetst aan de hand van SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen). De grenswaarden zijn vermeld in tabel 3.1. Voor de risicoanalyses gelden de vet gemarkeerde waarden.

Tabel 3.1: Grenswaarden [mm/s] conform SBR - richtlijn A 'Schade aan gebouwen'

Dominante frequentie [Hz]	Karakteristieke waarden		Partiële veiligheidsfactor		Rekenwaarde grenswaarde trillingssnelheid ¹⁾		
	Cat. 1 [mm/s]	Cat. 2 [mm/s]	Heien [-]	Fundering [-]	Cat. 1 [mm/s]	Cat. 2 [mm/s]	Fundering [mm/s]
20	25,0	7,5	1,5	1,0	16,7 / 10,4	5,0 / 3,1	8,0
25	27,5	8,8	1,5	1,0	18,3 / 11,5	5,8 / 3,6	6,4

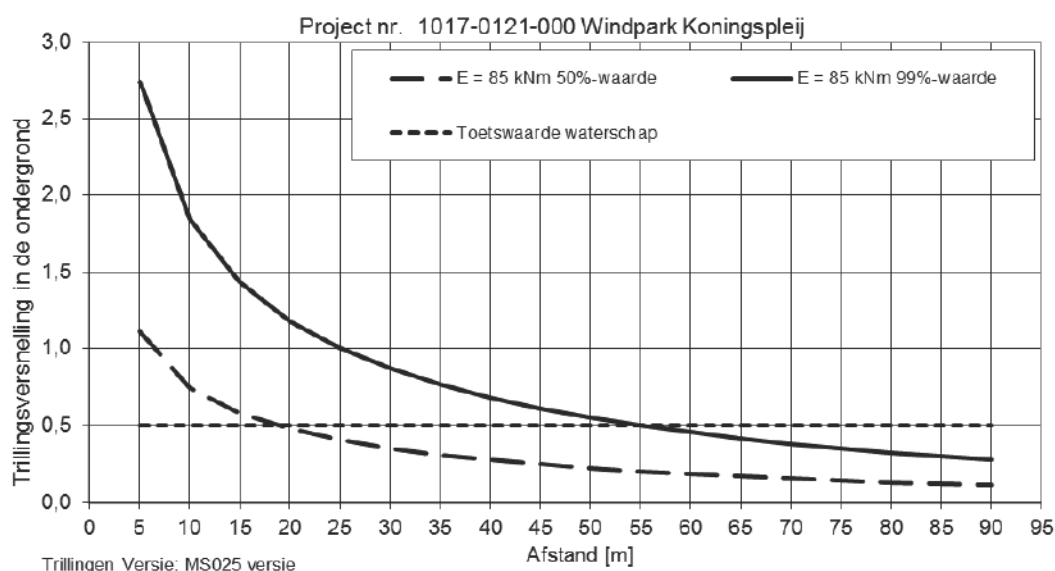
3.2 Modelling

In de bijlage "Toelichting Modelling trillingen" wordt nader ingegaan op de theoretische achtergrond omtrent trillingen.

De modellering en het opstellen van de trillingsrisicoanalyse vindt plaats op basis van CUR - publicatie 166 "Damwandconstructies". In genoemde CUR - publicatie wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken, verschillende palen en damwandplanken alsmede in verschillende wijzen van inbrengen.

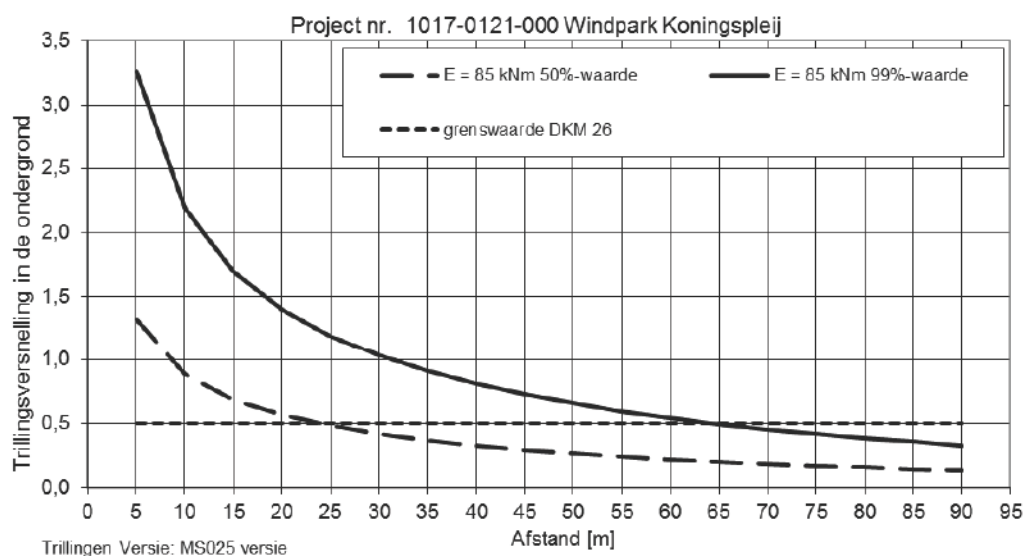
3.3 Trillingsoverdracht

In figuur 3.1 is grafisch de berekende trillingsversnelling versus de afstand vanaf het hart van de fundering van de windturbine weergegeven.



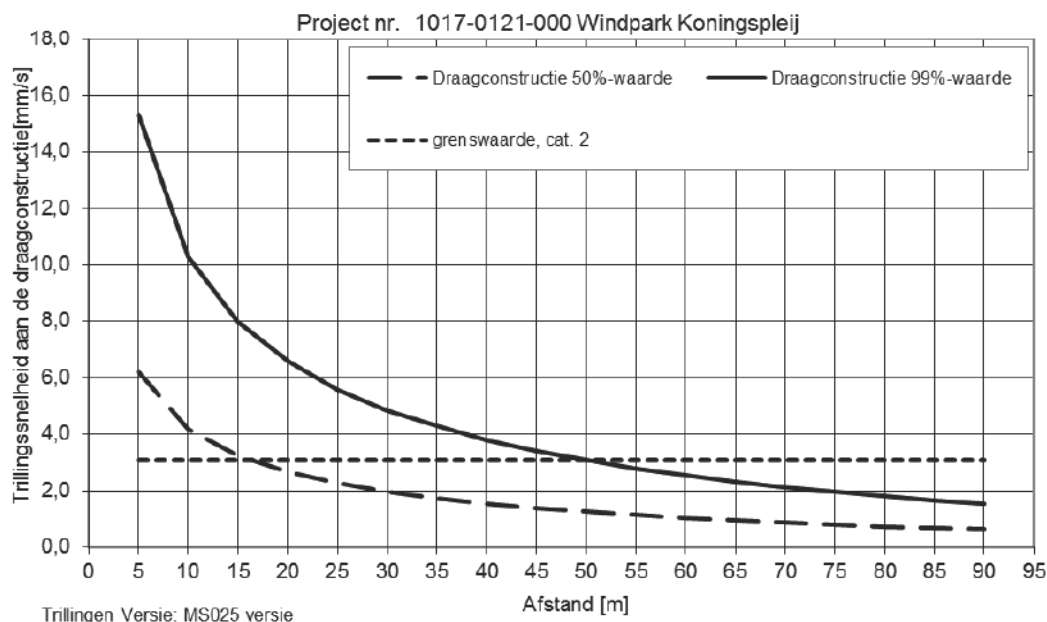
Figuur 3.1: Heien, turbine 1 en 4 intensiteiten aan de ondergrond (versnellingen [m/s²] versus de afstand)

In Figuur 3.2 zijn op dezelfde wijze de trillingsintensiteiten inzichtelijk gemaakt, waarbij wordt uitgegaan van een referentiebronwaarde op 5 m van $\alpha = 0,038 \text{ mm/s}$. Deze bronwaarde is van toepassing op sondeerlocatie 1A, die maatgevend is voor turbine 1 en 4.



Figuur 3.2: Heien, turbine 2 en 3
intensiteiten aan de ondergrond (versnellingen $[m/s^2]$ versus de afstand)

De belending ter plaatse van windturbine 3 wordt beoordeeld op SBR richtlijn A. In figuur 3.3 is de trillingssnelheid versus de afstand aan de draagconstructie weergegeven.



Figuur 3.3: Heien, turbine 3
intensiteiten aan de draagconstructie (snelheid $[mm/s]$ versus de afstand)

3.4 Beoordeling en toetsing

Toetsing waterkering

In tegenstelling tot belendingen, worden trillingen bij waterkeringen niet gekwantificeerd aan de hand van de SBR-systematiek. De invloedsafstanden zijn afgeleid uit figuur 3.1 en 3.2. In tabel 3.2 is de toetsing per turbine te zien.

Tabel 3.2: toetsing grenswaarde (waterkering)

	Toetswaarde [m/s ²]	Invloedsafstand trillingen [m]	Afstand turbine tot waterkering [m]	Overschrijding van toetswaarde
Windturbine 1	0,5	65	25	ja
Windturbine 2	0,5	55	30	ja
Windturbine 3	0,5	55	40	ja
Windturbine 4	0,5	65	105	nee

Toetsing belendingen

De belending wordt getoetst aan de SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen), waarbij wordt uitgegaan van een indicatieve meting. Hierbij wordt gemonitord wordt met één meetpunt aan de waterkering. Er wordt uitgegaan van een herhaalde, kortdurende trilling met frequentie 20 Hz. Volgens de richtlijn is de kans op schade aanvaardbaar klein (< 1%) indien de rekenwaarde van de grenswaarden niet overschreden worden.

De belending (paragraaf 2.1) is ingedeeld in categorie 2, waarvoor een grenssnelheid van 3,1 mm/s geldt.

Tabel 3.3: toetsing grenswaarde SBR A

Object	Cat	Grenswaarde	Invloedsgebied [m]	Afst. windturbine [m]	Overschrijdingskans
		[m/s ²]			E = 85 kNm
Loods	2	3,1	50	25	20%

4. ANALYSE TRILLINGSINVLOED EXPLOITATIEFASE

In de exploitatiefase / gebruiksfase zijn de turbines in bedrijf. Door het draaien van de turbinebladen kunnen in de grond trillingen optreden. Er is geen eenvoudige prognose programmatuur beschikbaar om op voorhand de intensiteiten te analyseren.

Metingen aan windturbines

De trillingsintensiteiten tijdens de gebruiksfase worden afgeleid uit ervaringsgetallen. In het verleden heeft Fugro aan / bij een aantal windturbines verspreid over Nederland trillingsmetingen uitgevoerd met als doel het inzichtelijk maken van de optredende trillingsintensiteiten tijdens het regulier in bedrijf zijn van de windturbine. Aan de hand van deze gegevens kan een inschatting gemaakt worden van de invloedzone en (on)zekerheden aangaande trillingen bij de te realiseren windturbines van Windpark Koningspleij. De windturbines zijn gefundeerd op prefab betonpalen. Op de volgende locaties zijn metingen verricht:

- Afrikahaven te Amsterdam. In oktober/november 2008 zijn metingen bij een drietal opgestelde 3 MW windturbines uitgevoerd.
- Noordland (eiland Neeltje Jans/ Roompot). In januari/februari 2009 zijn metingen bij een tweetal 3 MW turbines uitgevoerd.
- Eemshaven. In de periode januari – mei 2013 uitgebreide metingen (25 meetlocaties) bij een opgestelde 6 MW windturbine uitgevoerd.

Het Eemshaven gebied staat bekend als een gebied dat gevoelig is voor zettingvloeiing.

In ieder meetpunt is in 3 orthogonaal op elkaar staande richtingen (X-, Y-, en Z-richting) gemeten.

Zowel bij de 3 MW als bij de 6 MW is gemeten buiten aan de buitenzijde aan het funderingsblok en binnen op de betonvloer van de windturbine. Bij de 6 MW windturbine is in 4 orthogonaal op elkaar staande raaien gemeten zowel aan als naast het funderingsblok als op maaiveld (op 2 verschillende afstanden tot het funderingsblok) als op diepte in de grond (ter plekke van de maaiveld locaties op 2 verschillende diepten). In totaal 25 meetpunten (1 meetpunt in de windturbine op de betonvloer).

Op Noordland is tijdens de meetperiode in 2009 een windkracht van 3 tot 6 Bft gemeten. In de Eemshaven is in de periode januari / februari 2013 een windkracht van 2 tot 8 Bft gemeten.

Meetresultaten

In onderstaande tabel zijn de tijdens in bedrijf zijn van de turbine gemeten intensiteiten opgenomen.

Tabel 4.1: Meetresultaten funderingsblok turbine

	Versnelling [m/s ²]		
	Noordland	Afrikahaven	Eemshaven
X - richting	0,010 tot 0,025	0,015 tot 0,030	0,020 tot 0,025
Y - richting	0,000 tot 0,020	0,010 tot 0,035	0,015 tot 0,040
Z - richting	0,020 tot 0,075	0,015 tot 0,050	0,025 tot 0,050

Ter vergelijking: bij heien van prefab betonpalen kunnen op een afstand van circa 15 m versnellingen in de grond van circa 0,5 tot 1,1 m/s² verwacht worden.

Bij de door Fugro uitgevoerde metingen is in alle gevallen sprake van een stalen mast. De windturbines zijn uitgevoerd met staal. Indien de turbines uitgevoerd zouden worden in voorgespannen beton, dan is de dempingfactor hoger (=gunstiger) dan die voor staal, zie ook tabel 2.4.

Tabel 2.1- Dampingfactoren voor verschillende constructiematerialen [14]

Materiaal	Dempingfactor [-]
Gewapend beton	
- ongescheurd	0,007 tot 0,010
- gescheurd (zonder vloeien wapening)	0,010 tot 0,040
- gescheurd (met vloeien wapening)	0,005 tot 0,008
Voorgespannen beton	0,004 tot 0,007
Gedeeltelijk voorgespannen beton	0,008 tot 0,012
Staal-beton	0,002 tot 0,003
Staal	0,001 tot 0,002

De verstoring van de ondergrond als gevolg van trillingen kan worden bepaald door middel van een vertaalslag van de trillingen via de wateroverspanningen en de relatieve dichtheid naar relatieve waterspanningen (verhouding tussen de maximale wateroverspanning en de effectieve verticale spanning bij de situatie zonder wateroverspanning).

5. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Opdrachtverstrekking

In opdracht van V.O.F. Windpark Koningspleij namens Raedthuys Groep te Enschede heeft Fugro GeoServices B.V. te Amsterdam een trillingsrisicoanalyse opgesteld ten behoeve van het project 'Windpark Koningspleij'.

Voor de aanwezige waterkering en belendende loods is een beoordeling op risico op schade uitgevoerd. De windturbines staan op een geplande afstand van circa 25 tot 40 m tot de waterkering en circa 25 m tot een loods (windturbine 3).

Voor de waterkering is een toets van trillingen op schade in de aanbrengfase uitgevoerd op basis van een algemeen gehanteerde toetswaarde van het waterschap.

Onzekerheden prognosemodel

De resultaten van de berekeningen zijn gebaseerd op eenvoudige empirische modellen, waarvan de parameters zo goed mogelijk zijn aangepast aan waarnemingen in de praktijk, en de ervaring binnen Fugro bij vergelijkbare projecten. Dit betekent dat rekening dient te worden gehouden met enige spreiding in de resultaten.

Materieel / heibaarheid

Voor de windturbines is nog geen grondonderzoek op locatie uitgevoerd en is nog geen funderingsadvies beschikbaar. Op basis van (hei)werkzaamheden bij vergelijkbare windturbines (3 MW) is een inschatting gemaakt van de heiparameters. Er wordt uitgegaan van prefab betonpalen $\varnothing 450$ mm met een lengte van 16 tot 20 m. De benodigde hei-energie is 85 kNm bij 90% efficiëntie van het heiblok. De dominante frequentie is 20 Hz.

Toetswaarde Waterkering

De toetswaarde voor trillingsintensiteiten ter plaatse van de waterkering is $0,5 \text{ m/s}^2$. Deze waarde wordt vaak door waterschappen gehanteerd. Voor de kering zijn diverse waterbouwkundige faalmechanismes van toepassing. Omdat er sprake is van een droge kering (geen water aan weerszijden) is alleen macrostabiliteit van toepassing.

Invloedsgebied aanlegfase

Geconcludeerd wordt dat de heiwerkzaamheden een invloedsgebied hebben van 55-65 m, afhankelijk van de grondopbouw en de toegepaste hei-energie. Omdat de afstand van de huidige planlocaties tot aan de waterkering bij windturbine 1, 2 en 3 minder is, wordt gesteld dat de waterkering binnen het invloedsgebied van de windturbines valt. Hierdoor zijn er risico's met betrekking tot de macrostabiliteit van de waterkering. Windturbine 4 bevindt zich buiten het invloedsgebied van de heiwerkzaamheden, waardoor de kans op overschrijding van de toetswaarde kleiner dan 1% is.

Met stabiliteitsanalyses dient te worden aangetoond wat de daadwerkelijke (in)stabiliteit is. Dit dient nader ingevuld te worden op basis van het funderingsadvies en ter plekke uitgevoerd grondonderzoek.

Trillingen exploitatiefase

Metingen in de grond bij windturbines van drie windparken (Neeltje Jans – Zeeland, Afrikahaven – Amsterdam, Eemshaven), betreffende windturbines van 3 – 6 MW, resulteerden in versnellingen tot $0,05 \text{ m/s}^2$ op een afstand van 15-20 m uit de turbine. Op

basis hiervan wordt geconcludeerd dat de invloed van trillingen op de veiligheid van de waterkering na de ingebruikname nihil zal zijn.

Trillingsintensiteit belendingen

De loods, die zich ten westen van windturbine 3 bevindt, is getoetst aan de hand van SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen). De loods bestaat uit metselwerk en bevindt zich in goede staat. Op basis hiervan is het object ingedeeld in SBR categorie 2, waarbij gerekend wordt met een grenswaarde van 3,1 mm/s.

Bij de heiwerkzaamheden (met bovengenoemde uitgangspunten) is de overschrijdingskans van de grenswaarde voor de loods 25%. Gezien de grootte van de overschrijdingskansen wordt geadviseerd op deze locatie af te zien van een geheel paalsysteem en eerder een grondverdringend geschroefd paalsysteem toe te passen. Opgemerkt wordt dat onbekend is of de belending op termijn gesloopt wordt.

Monitoring

Geadviseerd wordt te allen tijde de werkzaamheden te monitoren (trillings- en deformatiemetingen). Opgemerkt wordt dat het risico van overschrijdingen van grenswaarden kan worden geaccepteerd, echter overschrijdingen bij monitoring worden niet geaccepteerd door toetsende instanties, omdat de kans op schade hierbij groter is dan 1%.

Bij het nader bepalen van de grootte van het invloedsgebied en de optredende risico's tijdens het uitvoeren van een hei- of trilproef, wordt er gemeten op meerdere locaties. Hierdoor is de kans op meten op / in "zwakke" locaties aan het object groter, waardoor er meer zekerheid ontstaat in de maatgevende locaties.

Advies

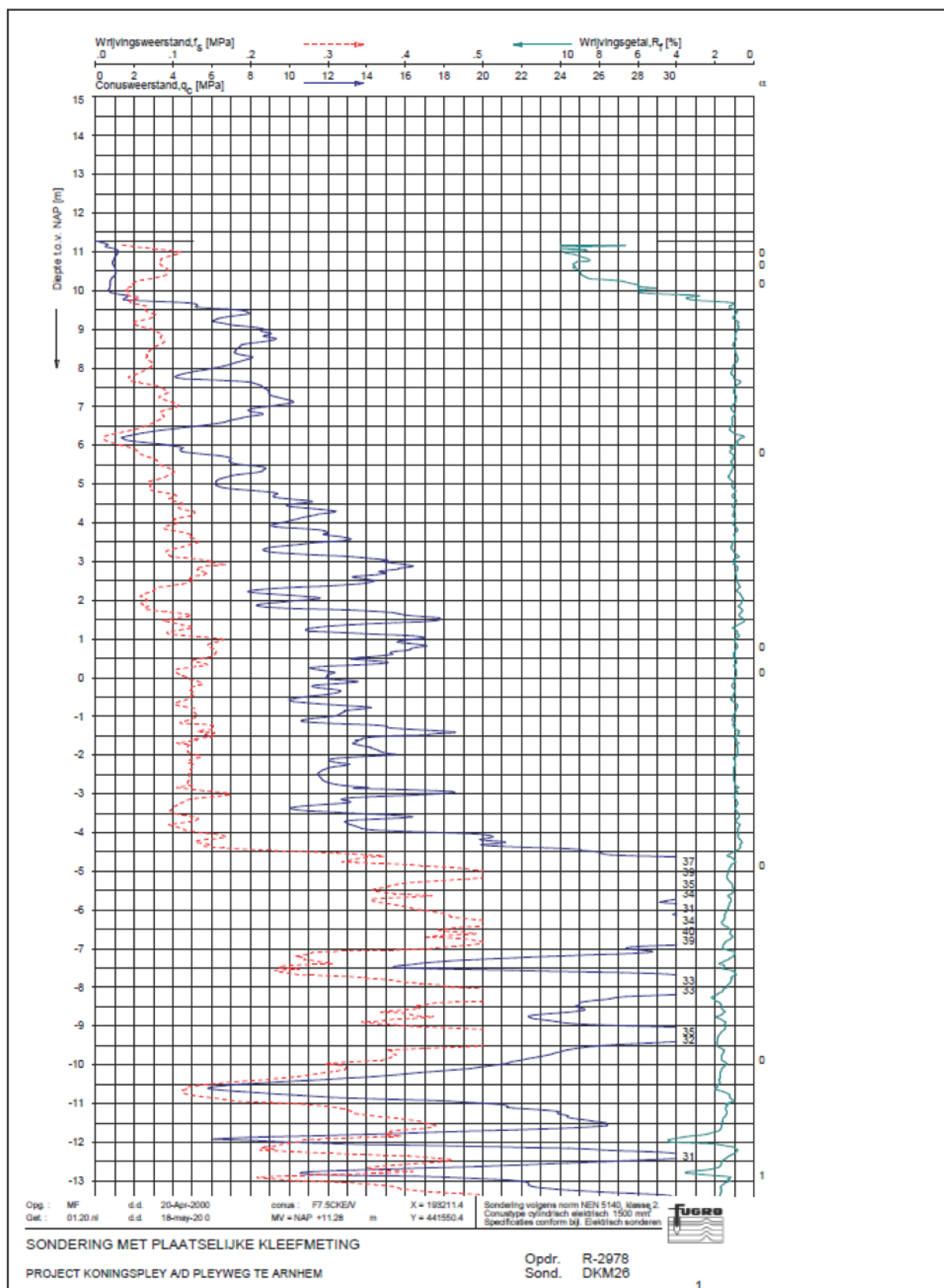
Windturbines 1-3 vallen binnen het invloedsgebied van de heiwerkzaamheden, waardoor er risico's met betrekking tot macrostabiliteit zijn. Met stabiliteitsanalyses dient te worden aangetoond wat de daadwerkelijke verminderde standzekerheid van de waterkering is. Het funderingsadvies en ter plekke uitgevoerd grondonderzoek vormt hiervoor de basis. Momenteel is nog geen grondonderzoek op de turbinelocatie uitgevoerd en is nog geen funderingsadvies beschikbaar. Geadviseerd wordt nadat dit is uitgevoerd de risico's nader te beschouwen. Het kan goed mogelijk zijn dat de grondcondities gunstiger zijn.

Windturbine 4 valt buiten het invloedsgebied van de heiwerkzaamheden. De kans op overschrijden van de toetswaarde is kleiner dan 1% aan de waterkering, hetgeen aanvaardbaar klein is. Wel wordt geadviseerd te monitoren ter plaatse van de waterkering, ter inzage.

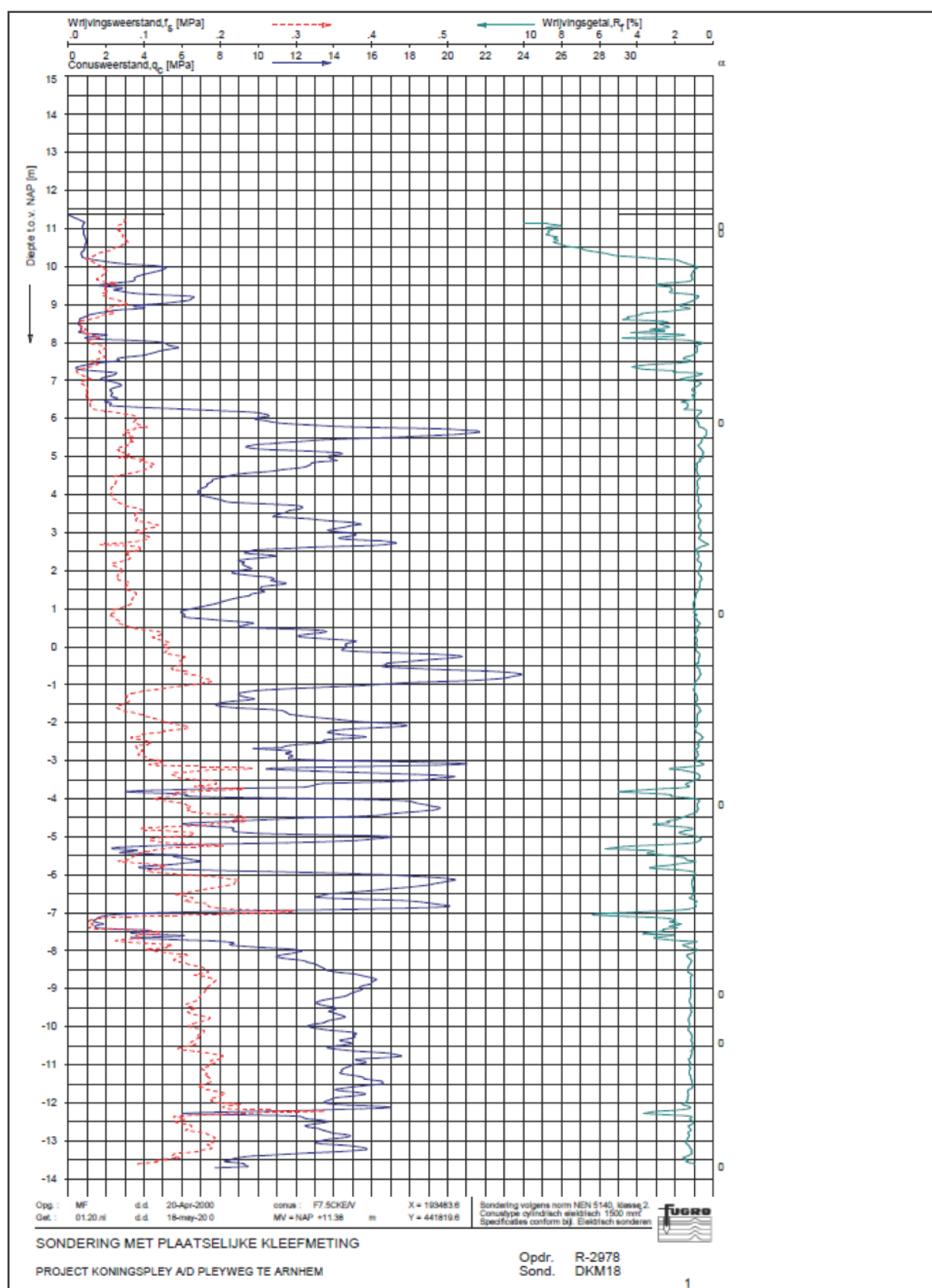
Gezien de geprognosticeerde risico's wordt vooralsnog geadviseerd een grondverdringend geschroefd paalsysteem toe te passen. Geadviseerd wordt de werkzaamheden met behulp van monitoring uit te voeren.

De grenswaarde voor schade aan belendingen (SBR A) wordt overschreden, waardoor verwacht wordt dat er een reële kans op schade is. In eerste instantie kan hiervoor worden overwogen een trillingsvrij/-arm inbrengsysteem of trillingsreducerende maatregelen toe te passen. Als trillingsreducerende maatregel kan gedacht worden aan het toepassen van een zwaarder blok, waarbij vervolgens gereduceerde instellingen worden gehanteerd. Een alternatieve maatregel is het voorboren van de paallocaties. Er mogen maximaal 3 locaties

vooraf voorgeboord worden, aangezien dan ten gevolge van de heiwerkzaamheden het voorgeboorde gat weer wordt verdicht.



Bijl. 1: Representatieve sondering (1a)



Modellering conform CUR 166

De modellering en het opstellen van de trillingsrisicoanalyse vindt plaats op basis van CUR - publicatie 166 '*Damwandconstructies*'. In genoemde CUR - publicatie wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken en verschillende palen en planken alsmede de verschillende wijzen van inbrengen.

Wanneer een paal of plank in een grondmassief doordringt, veroorzaakt deze langs en aan de onderzijde van de paal plastische en elastische vervormingen. Door de snelle introductie van deze vervormingen ontstaan golfverschijnselen in de grond. De plastische golfverschijnselen blijven beperkt tot een gebied rondom de paal/plankpunt met een doorsnede van ongeveer 1,5 tot 2,5 maal de equivalente paal/plankdiameter.

Voor de trillingen in de omgeving zijn alleen de elastische golven van belang. Wanneer de paal/plank enige meters diep in de grond is doorgedrongen, ontstaan trillingsgolven die zich in alle richtingen (kunnen) voortplanten. Komen deze golven aan de oppervlakte, bij een laagovergang of bij een bouwwerk, dan vindt hier reflectie en omzetting van de trillingsgolven plaats, zodat een interferentiepatroon van bodembewegingen ontstaat. Gezien de complexiteit van dit interferentiepatroon kan de bodembeweging slechts in benaderende zin beschreven worden.

De factoren die invloed hebben op de intensiteit van de trillingen die door installatie van de palen / planken aan de bodem worden afgegeven zijn:

- eigenschappen van de ondergrond;
- afmetingen van de paal/plank;
- energie / slagkracht die nodig is om de paal / plank op diepte te krijgen.

Bronsterkte

CUR 166 hanteert voor Nederland enkele karakteristieke bodemprofielen. Voor deze karakteristieke bodemprofielen is voor de verschillende wijzen van inbrengen van palen en planken, een bronintensiteit gegeven op een referentie afstand van 5 m tot de bron. De bronsterkten zijn gerelateerd aan een lognormaal verdeling. In de analyse wordt gebruik gemaakt van een normale verdeling. Op basis van praktijkervaringen, waarbij prognoses met metingen vergeleken zijn, is gebleken dat prognose waarden, waarbij een normale verdeling is gehanteerd, beter aansluit op de meetwaarden.

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 uitrillen van damwandplanken of het heien van stalen buispalen. Voor de meeste situaties zijn geen indicatiewaarden gegeven en dient de referentiesnelheid geschat te worden. Voor het trillingsniveau zijn het noodzakelijke inheiniveau en de grondopbouw van grotere invloed dan het paal/planktype of -lengte. Deze factoren worden in rekening gebracht.

Bepaling bronsterkte heien

De referentie trillingsintensiteit wordt bepaald met een empirische formule, welke afhankelijk is van het vermogen van het heiblok:

$$v_{0,(x=5m)} = u_0 \cdot \sqrt{\psi * E}$$

Waarin:

$v_{0,(x=5m)}$	trillingsnelheid op referentieafstand van 5 meter	[mm/s];
u_0	referentie trillingsnelheid	[mm/s];
E	inhei-energieniveau	[Nm];
ψ	stootrendement	[-].

Op basis van deze relatie is de bronsterkte van de trillingsnelheid bepaald.

Bepaling bronsterkte trillen

De bronsterkte van het intrillen van stalen damwandelementen wordt bepaald met de volgende empirische relatie:

$$v_0(x = 5m) = u_0 + 0,002(F - 350)$$

Waarin:

v_0	bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron	[mm/s];
u_0	referentie trillingsnelheid op 5 m afstand	[mm/s];
F	slagkracht trilblok	[kN].

Bij uittrillen wordt voor de referentiesnelheid op 5 m afstand 1,5 maal de waarde voor intrillen gehanteerd.

Trillingsoverdracht in de ondergrond

Tijdens de installatie van de palen / planken wordt de omringende grond in beweging gebracht. Hierdoor ontstaan trillingen. Deze trillingen planten zich als golven door de ondergrond voort. Te onderscheiden zijn compressie-, afschuif- en Rayleigh-golven.

Bij compressiegolven (drukgolven) bewegen de gronddeeltjes zich in dezelfde richting als de voortplantingsrichting van de drukgolf. Ten gevolge van de afschuifgolf worden de gronddeeltjes zijdelings bewogen, loodrecht op de voortplantingsrichting van de golf. Aangezien zowel de compressie- als afschuifgolven zich bolvormig voortplanten wordt de trillingsenergie over een steeds groter volume verdeeld en zal dus vrij snel afnemen.

Ten gevolge van de afschuifgolven en compressiegolven aan het maaiveld ontstaan zogenaamde oppervlaktgolven (Rayleigh-golven). Deze golven nemen het grootste deel van de totale trillingsenergie op en kenmerken zich door een geringe dieptewerking, waardoor deze golven op grotere afstand van de bron nog steeds een behoorlijke trillingssterkte kunnen bezitten.

De afname van de amplitude van de golven wordt veroorzaakt door geometrische demping. Tevens vertoont de grond door inwendige wrijving een dissipatief gedrag (energieverlies) bij vervormingen, wat materiaaldemping wordt genoemd. Dit energieverlies wordt gemodelleerd door hysteretische demping.

Indien de geometrische verzwakking en de materiaaldemping worden samengenomen kan met onderstaande relatie de amplitude van een trilling op een afstand x van de bron bepaald worden:

$$v(x) = v_0 \sqrt{\frac{x_0}{x}} e^{-\alpha(x-x_0)}$$

Waarin:

$v(x)$	trillingssnelheid op afstand x van de bron [mm/s];
v_0	bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron [mm/s];
x_0	referentieafstand van 5 m tot de bron [m];
x	afstand tot de bron [m];
α	karakteristieke dempingsconstante ten gevolge van materiaaldemping [m^{-1}].

Verwijzend naar CUR-166 wordt in de tabellen een indicatieve waarde voor de dempingsconstante α gepresenteerd van 0,00 à 0,03 m^{-1} . Afhankelijk van de grootte van de golfsnelheden (oppervlakte golf) is een nadere indicatie voor de karakteristieke bodemdemping α te bepalen met:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \pi \cdot f \cdot \zeta}{c}$$

Waarin:

f	dominante frequentie [Hz];
ζ	dempingsmaat als functie van de vervormingshoek [-];
c	voortplantingssnelheid van de trilling in de bodem [m/s].

Ter indicatie zijn in CUR 166 voor zand snelheden van 100 tot 200 m/s, voor klei snelheden van 50 tot 100 m/s en voor veen snelheden van 75 tot 125 m/s aangegeven.

Trillingsoverdracht naar bebouwing

De optredende trillingen in de ondergrond worden overgedragen naar de fundering van de nabij gelegen gebouwen. De overdracht vindt plaats op verschillende manieren, zoals:

- overdracht van de trillingen in het zandpakket via de fundering;
- overdracht van de oppervlaktegolven direct onder het maaiveld op de funderingsconstructie.

Bij de overdracht van trillingen van de bodem naar de funderingselementen en de draagconstructie treedt een zekere mate van demping op. Voor de overdrachtsfunctie van de trillingsintensiteit van de ondergrond naar de fundering en draagconstructie is een schatting gemaakt, gebaseerd op CUR 166.

Trillingsoverdracht naar vloeren

Voor het bepalen van de hinderbeleving en bij beoordeling van trillingsgevoelige apparatuur zijn de trillingsintensiteiten op de vloeren van belang. Bij de overdracht van de trillingsintensiteit aan de draagconstructie naar die op vloeren en ondersteunende onderdelen treedt enig opslinger effect op. Het opslinger effect wordt met factoren in rekening gebracht. De maximale trillingsintensiteit in het midden van de vloer volgt door de trillingsintensiteit aan de draagconstructie te vermenigvuldigen met dynamische vergrotingsfactoren C_{fc} . De vergrotingsfactoren berusten grotendeels op praktijkervaringen.

Bij trillingshinder zijn de maximale voortschrijdende effectieve waarde ($v_{\text{eff,max}}$) en de, per 30 sec, periodieke waarde (v_{per}) op vloeren van belang.

Bepaling $v_{\text{eff,max}}$

De maximale effectieve waarde van de trillingssnelheden op de vloeren wordt bepaald voor de toetsingsprocedure voor hinder voor personen in gebouwen. De effectieve waarde van de trillingssnelheid is dimensieloos. De waarde wordt bepaald door een omrekening van de maximale trillingssnelheid naar een gewogen momentane waarde voor de trillingssnelheid. Uit de gewogen momentane waarde kan de voortschrijdende effectieve waarde worden bepaald.

Binnen de gegeven beoordelingsperiode, dag, avond of nacht, is de maximale waarde $v_{\text{eff,max}}$ te bepalen als het maximum van de grootste effectieve waarden in de betreffende beoordelingsperiode. CUR-166 geeft als richtlijn voor het uit te voeren procedé, dat:

$$v_{\text{eff,max}} \quad [-] \quad = \quad 0,42 \text{ à } 0,64 \times v_{\text{piek}} \quad [\text{mm/s}]$$

In geval van trillen van damwanden (continue trillingen) geldt een factor van 0,64. In geval van heien van palen (of passages van verkeer) geldt een factor van 0,42. Bij hinderbeleving is eerder het meest waarschijnlijke trillingsniveau (50% waarde) van toepassing dan de incidentele extreme waarde. Derhalve wordt de factor bij de verwachtingswaarden gebruikt.

Bepaling v_{per}

De effectieve waarde, v_{per} , van de maxima $v_{\text{eff,max}}$, wordt bepaald over het aantal tijdsintervallen van 30 seconden binnen een beoordelingsperiode, dag, avond of nacht $[-]$. Uit gegeven aantallen per tijdsinterval en de maxima $v_{\text{eff,max}}$, voor ieder tijdsinterval van 30 sec wordt v_{per} bepaald volgens:

$$v_{\text{per}} = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^n v_{\text{eff,max},30,i}^2}$$

Waarin:

N aantal tijdsintervallen van 30 seconden, waarin gemeten is binnen een beoordelingsperiode $[-]$

Inleiding

De volgens CUR 166 geprognosticeerde trillingswaarden worden getoetst aan de grenswaarden uit de SBR richtlijnen uit september 2006, uitgegeven door Stichting Bouw Research, Rotterdam. De Raad van State erkent de richtlijnen als uitgangspunt voor jurisprudentie.

In totaal zijn er 3 SBR - richtlijnen, namelijk

- richtlijn A: 'Schade aan gebouwen'
- richtlijn B: 'Hinder voor personen in gebouwen'
- richtlijn C: 'Storing aan apparatuur'

Afhankelijk van de constructieve staat, funderingswijze en ouderdom van de bebouwing, karakteristieken van de trillingsgevoelige apparatuur en de afstand tot de werkzaamheden, bestaat in het algemeen de mogelijkheid dat de trillingen kunnen leiden tot:

- schade aan de draagconstructie van gebouwen;
- hinder voor personen in gebouwen;
- storing aan trillingsgevoelige apparatuur;
- zettingsschade door verdichting van losgepakt zand.

Grenswaarden conform SBR richtlijn A

De hoogte van de toelaatbare grenswaarden waarbij volgens de SBR richtlijn A de kans op schade aanvaardbaar klein is (minder dan 1%), is afhankelijk van:

- type trillingsbron;
- constructiewijze van de gebouwen;
- funderingswijze van de gebouwen.

Type trillingsbron

In SBR richtlijn A wordt onderscheid gemaakt in trillingsbronnen, die incidenteel voorkomende kortdurende trillingen veroorzaken, herhaald kortdurende trillingen veroorzaken of continue trillingen veroorzaken.

Het heien van palen wordt beschouwd als een trillingsbron die herhaald kortdurend trillingen veroorzaakt, waarbij resonanties en/of vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. In dit geval dient een partiële veiligheidsfactor γ_t van 1,5 over de karakteristieke waarde V_{kar} van de grenswaarde te worden toegepast.

Het in en uittrillen van damwandplanken wordt beschouwd als een trillingsbron die continue trillingen veroorzaakt, waarbij resonanties en/of vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. In dit geval dient een partiële veiligheidsfactor γ_t van 2,5 over de karakteristieke waarde V_{kar} van de grenswaarde te worden toegepast.

Constructiewijze van gebouwen (categorie indeling)

In SBR richtlijn A wordt onderscheid gemaakt in de constructiewijze en in de staat van het bouwwerk. De onderstaande indeling in categorieën van bouwwerken en van onderdelen daarvan wordt aangehouden:

- categorie 1: in goede staat verkerende onderdelen van de draagconstructie van een gebouw, indien deze bestaan uit gewapend beton of hout;
- categorie 2: in goede staat verkerende onderdelen van de draagconstructie van een gebouw, indien deze bestaan uit metselwerk of uit brosse steenachtige materialen;

- categorie 3: onderdelen van oude en/ of monumentale panden met grote cultuurhistorische waarde en/ of in slechte staat verkerende gebouwen bestaande uit metselwerk.

Funderingswijze

Daarnaast wordt door SBR-richtlijn A onderscheid gemaakt in trillingsgevoelige en niet-trillingsgevoelige funderingen. Funderingen op staal worden over het algemeen als trillingsgevoelig aangemerkt waarbij rekening dient te worden gehouden met schade door (ongelijkmatige) zettingen.

Rekenwaarde van de grenswaarde

De rekenwaarde van de grenswaarde wordt bepaald volgens onderstaande relatie:

$$V_r = \frac{V_{kar}}{\gamma_t}$$

Waarin:

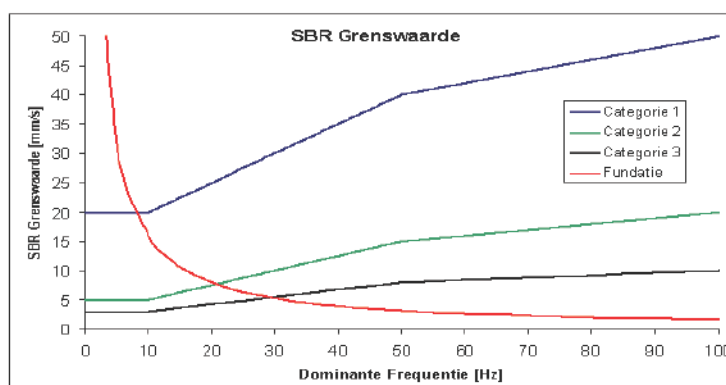
V_r rekenwaarde van de grenswaarde [mm/s];
 V_{kar} karakteristieke waarde van de grenswaarde [mm/s];
 γ_t partiële veiligheidsfactor [-].

Rekenwaarde gemeten topsnelheid

SBR Richtlijn A maakt onderscheid tussen een indicatieve, een beperkte en een uitgebreide meting. Afhankelijk van de soort meting dient de meetwaarde vermenigvuldigd te worden met een partiële veiligheidsfactor volgens onderstaande tabel:

Soort meting	factor	Omschrijving meting
Indicatief	1,6	1 meetpunt (x, y, z) aan draagconstructie
Beperkt	1,4	2 meetpunten (x,y,z en x, y) aan draagconstructie en circa 10 m boven mp aan draagconstructie
Uitgebreid	1,0	Meerdere meetpunten in stijve punten van constructie

In onderstaande figuur is een voorbeeldgrafiek van de karakteristieke waarde van de grenswaarde op draagconstructie weergegeven. Indien de meetwaarden boven de getrokken lijnen liggen is er sprake van overschrijdingen.



Trilling:	een periodieke beweging van een grootheid (verplaatsing, snelheid, versnelling) om een evenwichtsstand als functie van de tijd.
Trillingstijd:	de kleinste verschuiving in de tijd waarbij een periodieke tijdsfunctie met zichzelf samenvalt.
Topwaarde	de in absolute zin grootste afwijking van de momentane waarde van een grootheid ten opzichte van de gemiddelde waarde.
Frequentie	de reciproque van de trillingstijd.
Dominante frequentie:	de overheersende frequentie in dat deel van het signaal waar de topwaarde optreedt.
Verplaatsing:	een vectoriële grootheid die de verandering van een positie van een lichaam of van een punt aanduidt ten opzichte van een zekere referentie.
Snelheid:	een vectoriële grootheid die de tijdsafgeleide van de verplaatsing representeert.
Versnelling:	een vectoriële grootheid die de tijdsafgeleide van de snelheid representeert.
Trillingssterkte:	de sterkte van de trilling in relatie tot het van belang zijnde trillingseffect; in het geval van schade wordt onder de trillingssterkte verstaan de topwaarde van een trillingsgrootheid in combinatie met de dominante frequentie.
Draagconstructie:	het deel van een gebouw dat ervoor zorgt dat het gebouw als geheel en in het bijzonder de vloeren hun dragende functie kunnen blijven vervullen.
Grenswaarde schade:	waarde voor de toelaatbare trillingssterkte waarbij de kans op schade aan de draagconstructie (en overige onderdelen) van een bouwwerk aanvaardbaar klein is (minder dan 1%); schade kan de veiligheid en/of levensduur van het bouwwerk beïnvloeden, of leiden tot een vermindering van de gebruikswaarde of de economische waarde van het bouwwerk.
Continue trilling:	een trilling die zodanige tijd continu aanwezig is, dat resonanties en/ of vermoeiingseffecten aan de draagconstructie van een bouwwerk kunnen optreden (bv. machines, intrillen damwanden).
Kortdurende trilling:	een door een stootvormige excitatie veroorzaakte trilling met een kortdurend, uitdempend karakter (bv. explosies, botsingen).
Herhaald kortdurende trilling:	een kortdurende trilling die meermalen voorkomt, steeds gescheiden door een tijdsinterval waarin een rustsituatie heerst, waarbij vermoeiingseffecten aan de draagconstructie van een bouwwerk kunnen optreden (bv. heiwerkzaamheden, weg- en railverkeer).
Indicatieve meting:	meting waarbij slechts met één meetpunt ter plaatse van de begane grond trillingen worden gemeten (conform § 8.4.2.1 SBR-richtlijn A).
Beperkte meting:	meting waarbij met tenminste één meetpunt op de begane grond en met tenminste één meetpunt op de hoogste verdieping van het gebouw trillingen worden gemeten (conform § 8.4.2.2 SBR-richtlijn A).
Uitgebreide meting:	meting waarbij met een groot aantal meetpunten wordt gemeten, dit in aanvulling op de meetpunten volgens de beperkte meting (conform § 8.4.2.3 SBR-richtlijn A).
Beoordelingsperiode:	een tijdsinterval waarin een dag wordt verdeeld voor de toetsing van

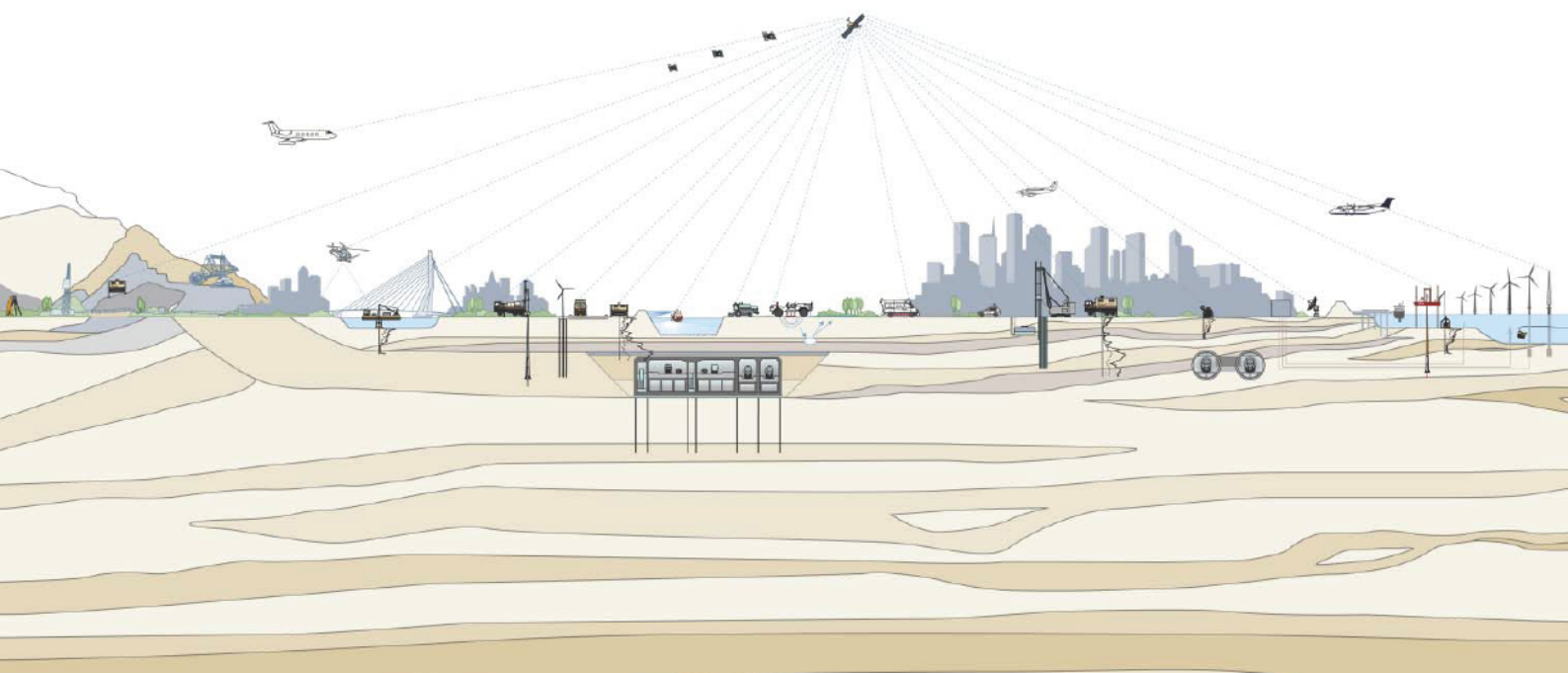
	de trillingsterkte aan de streefwaarden in:
	- dagperiode: van 7:00 tot 19:00;
	- avondperiode: van 19:00 tot 23:00;
	- nachtperiode: van 23:00 tot 7:00.
Effectieve trillingssnelheid:	voortschrijdende effectieve waarde van de gewogen momentane trillingsgrootte.
Maximale effectieve trillingssnelheid:	grootste optredende waarde van de voortschrijdende effectieve waarde.
Trillingssterkte over beoordelingsperiode:	het kwadratisch gemiddelde van de grootste effectieve waarde per interval van 30 seconden in de desbetreffende beoordelingsperiode.
Streefwaarde hinder:	waarde voor de trillingssterkte waarbij verwacht wordt dat er nog net geen hinder voor personen optreedt; onder hinder wordt verstaan de verstoring en/ of belemmering van (fysieke) activiteiten en/ of processen die rust en/ of concentratie behoeven.
Streefwaarde A1:	onderste streefwaarde voor de maximale trillingssterkte van de voortschrijdende effectieve waarde .
Streefwaarde A2:	bovenste streefwaarde voor de maximale trillingssterkte van de voortschrijdende effectieve waarde.
Streefwaarde A3:	streefwaarde voor de trillingssterkte over de beoordelingsperiode dag, avond en nacht.

TRILLINGSRISICOANALYSE

betreffende

WINDPARK KONINGSPLEIJ TE ARNHEM

Opdrachtnummer: 1017-0121-000



TRILLINGSRISICOANALYSE

betreffende

**WINDPARK KONINGSPLEIJ
TE ARNHEM**

Opdrachtnummer: 1017-0121-000

Opdrachtgever : Namens VOF Windpark Koningspleij
Raedthuys Groep
Hengelsestraat 569
7500 DC Enschede

Datum grondonderzoek : 19 april 2000, 1 mei 2011

Projectleider : ir. A.J. Snethlage
Senior Geotechnical Consultant

Opgesteld door : ing. D. Wessling
Geotechnical Consultant

Gecontroleerd door: : ir A.J. Snethlage
Senior Geotechnical Consultant

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	10 april 2017	1 ^e versie	
2	13 april 2017	2 ^e versie	

FILE: 1017-0121-000R01V02.doc

<u>INHOUDSOPGAVE</u>	<u>Blz.</u>
1. INLEIDING	1
2. PROJECTOMSCHRIJVING	2
2.1 Projectlocatie	2
2.2 Terrein- en bodemgesteldheid	3
2.3 Toetsingskader trillingen	4
2.4 Mechanisme trillingen	6
3. ANALYSE TRILLINGSINVLOED HEIWERKZAAMHEDEN	7
3.1 Uitgangspunten analyse	7
3.2 Modellerings	8
3.3 Trillingsoverdracht	8
3.4 Beoordeling en toetsing	10
4. ANALYSE TRILLINGSINVLOED EXPLOITATIEFASE	11
5. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	13
 <u>BIJLAGEN</u>	 <u>Nr.</u>
- Representatieve sondering (1a)	1
- Representatieve sondering (1b)	2
- "Toelichting modellerings trillingen"	3
- "Toelichting SBR - toetsingskader"	4
- "Trillingstechnische vaktermen en definities"	5

1. INLEIDING

Op 3 april 2017 ontving Fugro GeoServices B.V. te Leidschendam van Raedthuys Groep te Enschede namens VOF Windpark Koningspleij de opdracht voor het uitvoeren van een trillingsrisicoanalyse voor het project 'Windpark Koningspleij'.

Doelstelling

Het doel van de trillingsrisicoanalyse is het bepalen van de trillingsinvloed van de geplande bouwactiviteiten (vier windturbines). Hierbij dient aandacht geschonken te worden aan de nabijgelegen waterkering / aardebaan van de N325 / Pleijweg. Tevens wordt de trillingsinvloed beschouwd na de ingebruikname van de vier windturbines.

De standzekerheid van de waterkering / veiligheid door falen van de windturbine zelf (bresvorming van de kering, bladbreuk, omvallen toren, etc.) valt buiten het kader van deze trillingsrisicoanalyse.

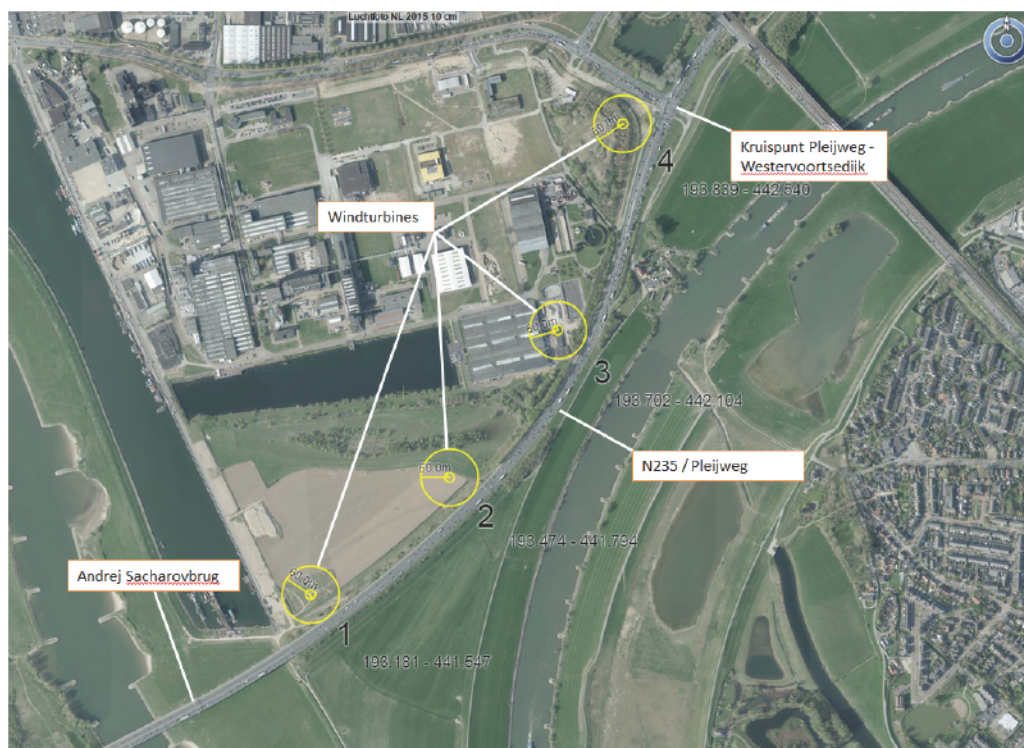
Fugro staat niet in voor de juistheid en/of volledigheid van de door derden verstrekte informatie en gegevens.

De resultaten van dit onderzoek zijn gebaseerd op de opdracht en de in het rapport beschreven uitgangspunten. Fugro neemt geen verantwoordelijkheid voor de juistheid van andere dan door ons gerapporteerde conclusies en interpretaties. De gerapporteerde resultaten van het (grond)onderzoek mogen slechts worden gehanteerd voor het doel zoals in de opdracht is beschreven.

2. PROJECTOMSCHRIJVING

2.1 Projectlocatie

Het in 2018 te realiseren Windpark Koningspleij bestaat uit vier windturbines. De projectlocatie maakt onderdeel uit van het bedrijventerrein Kleefse Waard - Koningspleij Noord. Langs de N325, tussen de Andrej Sacharovbrug en het kruispunt met de Westervoortsedijk, worden de windturbines geplaatst op onderlinge afstanden van circa 400 m. In figuur 2.1 zijn de locaties van de turbines aangegeven. De turbines zijn van zuid naar noord genummerd (1-4).



Figuur 2.1: Projectlocatie met omliggende bebouwing (bron: Waterschap Rijn en IJssel)

Beleningen

De N325 / Pleijweg is onderdeel van een waterkering. Gezien de aard van de (grond)constructie kan deze niet ingedeeld worden in de categorieën zoals door het SBR opgesteld. In tabel 2.1 is de geplande afstand van de turbines tot aan de waterkering opgenomen.

Tabel 2.1: Maatgevende afstanden turbines

Turbine	Heiwerkzaamheden		Exploitatiefase	
	Afst. tot 1/3 talud waterkering [m]	Afst. tot N245 / Pleijweg [m]	Afst. tot 1/3 talud waterkering [m]	Afst. tot N245 / Pleijweg [m]
1	25	50	35	60
2	30	50	40	60
3	40	50	50	60
4	105	50	115	60

Het industriepark Kleefse Waard omvat enkele bedrijven. Maatgevend is de loods die zich rondom de toekomstige windturbine 3 bevinden. De afstand tot de loods is circa 25 m. In Figuur 2.2 en 2.3 is deze locatie nader uitgewerkt.



Figuur 2.2: Omgeving windturbine 3

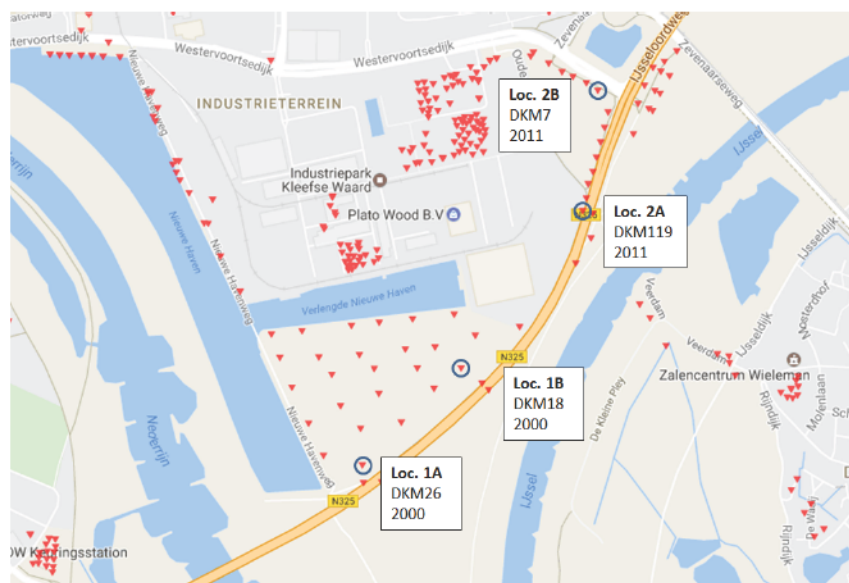


Figuur 2.3: Loods en een nog te verwijderen bijgebouw, vanaf N325 bekeken

De maatgevende afstanden tussen windturbine en de loods zijn afgeleid uit de aangeleverde tekeningen en Google Maps.

2.2 Terrein- en bodemgesteldheid

In 2000 en 2011 is door Fugro bodemonderzoek op de projectlocatie uitgevoerd. De locaties 1A, 1B, 2A en 2B zijn gedefinieerd in figuur 2.3. Sondering 1A is representatief voor windturbine 1 en 4, sondering 1B is representatief voor turbine 2 en 3. De representatieve sonderingen zijn opgenomen in Bijlage 1 en 2.



Figuur 2.4: Historisch grondonderzoek uit Fugro database

Tabel 2.2: Globale bodemgesteldheid (Windturbine 1 en 4, sondering 1A)

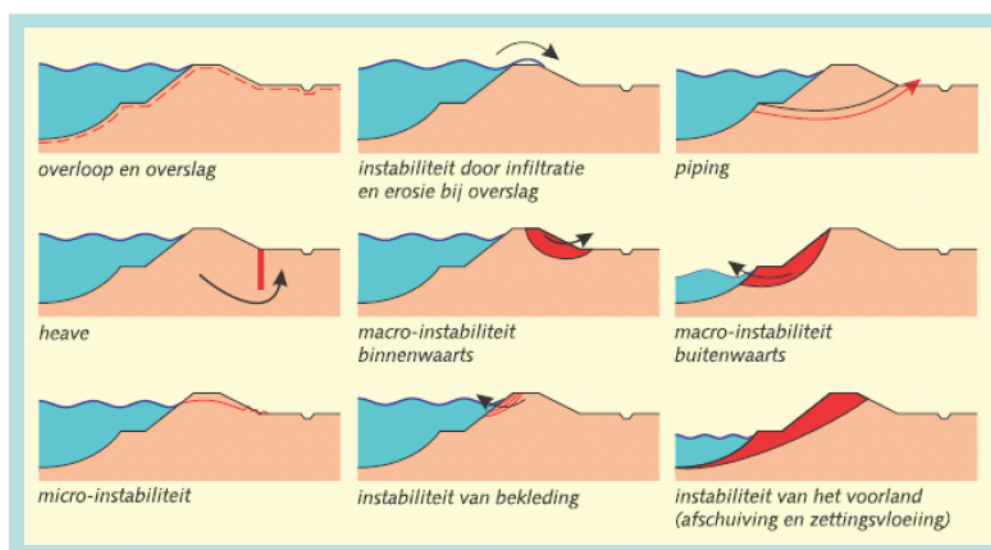
Diepte bovenkant laag in m t.o.v. NAP	Bodembeschrijving	
+11,5	VEEN	Toplaag
+9,7	ZAND	kleiig
+6,5	ZAND	Matig vast
-2,0	ZAND	Vast, met stoorlagen
-13,5	Maximaal verkende diepte	

Tabel 2.3: Globale bodemgesteldheid (Windturbine 2 en 3, sondering 1B)

Diepte bovenkant laag in m t.o.v. NAP	Bodembeschrijving	
+11,5	VEEN	Toplaag
+10,2	ZAND	Kleiig
+6,2	ZAND	Los
-3,8	ZAND	Los, diverse kleiige stoorlagen
-7,7	ZAND	Matig vast
-13,7	Maximaal verkende diepte	

2.3 Toetsingskader trillingen

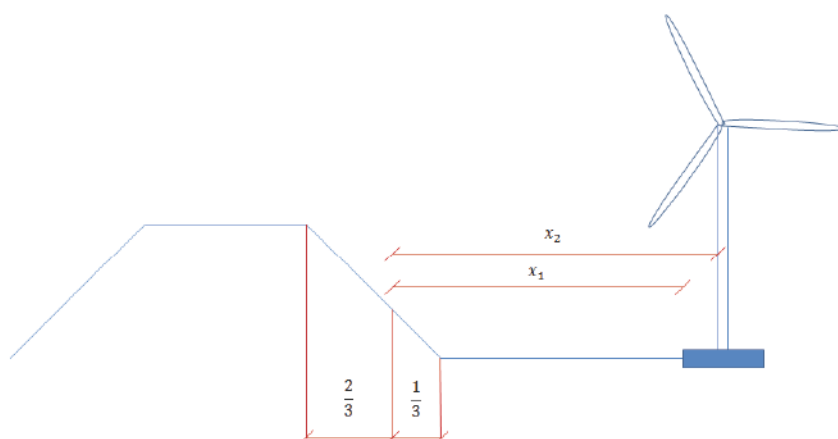
Bij waterkeringen gelden de in figuur 2.5 opgenomen geotechnische mechanismen. Onderscheid wordt gemaakt tussen directe effecten van trillingen (lagere taludstabiliteit, wateroverspanningen, etc.) en indirecte effecten (tekort aan kruinhoogte door verdichting van grond, problemen met maaien door vernatting rondom een funderingsblok, etc.).



Figuur 2.5: Overzicht van belangrijke faalmechanismen bij waterkeringen

Voor de droge waterkering in Arnhem wordt alleen de macrostabiliteit beschouwd (andere mechanismen zijn niet maatgevend gesteld).

Uitgaand van de macrostabiliteit van een grondlichaam (afschuiving van een moot grond langs een glijvlak), meet men de maatgevende afstand vanaf de windturbine (of diens fundering) niet tot de teen van de waterkering, maar tot circa $1/3^\circ$ op het talud van de waterkering. Dit principe is afgebeeld in figuur 2.6. Omdat het talud van de waterkering circa 30 m breed is, wordt de afstand circa 40 m, zie ook tabel 2.1.



Figuur 2.6: Indicatie maatgevende afstanden

Aanlegfase / heiwerkzaamheden: de toetswaarde voor de waterkering / N325 is niet gebaseerd op de SBR-richtlijnen, maar op een algemeen gehanteerde waarde van het waterschap. Deze toetswaarde bedraagt $0,5 \text{ m/s}^2$. De belending wordt getoetst aan de hand van SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen).

SBR richtlijnen voor gebouwen

De volgens CUR 166 geprognosticeerde trillingswaarden worden getoetst aan de grenswaarden uit de SBR richtlijnen uit augustus 2006, uitgegeven door Stichting Bouw Research, Rotterdam. De Raad van State erkent de richtlijnen als uitgangspunt voor jurisprudentie.

In totaal zijn er 3 SBR - richtlijnen, namelijk

- richtlijn A: 'Schade aan gebouwen'
- richtlijn B: 'Hinder voor personen in gebouwen'
- richtlijn C: 'Storing aan apparatuur'

Afhankelijk van de constructieve staat, funderingswijze en ouderdom van de omliggende bebouwing, karakteristieken van de trillingsgevoelige apparatuur en de afstand tot de werkzaamheden, bestaat in het algemeen de mogelijkheid dat de trillingen kunnen leiden tot:

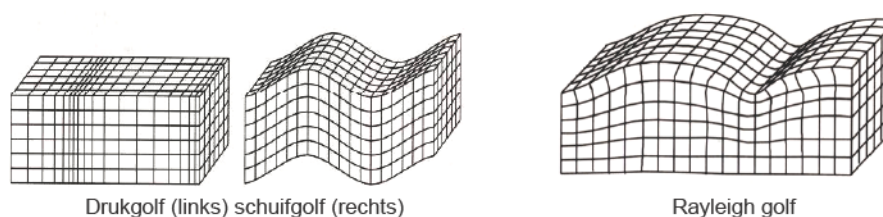
- schade aan de draagconstructie van omliggende gebouwen;
- hinder voor personen in gebouwen;
- storing aan trillingsgevoelige apparatuur;
- zettingsschade door verdichting van los gepakt zand.

2.4 Mechanisme trillingen

Bij trillingen is sprake van een trillingsbron (de windturbine), een medium (grond) dat de trillingen doorgeeft en een ontvanger (waterkering c.q. object). Bij de bron worden de trillingen in de grond opgewekt.

Wanneer de windturbine beweegt (oscillerend) veroorzaakt deze plastische en elastische vervormingen in de ondergrond. Door de snelle introductie van deze vervormingen ontstaan golfverschijnselen in de grond. Voor de trillingen in de omgeving zijn alleen de elastische golven van belang. Er ontstaan trillingsgolven die zich in alle richtingen (kunnen) voortplanten. Komen de golven aan de oppervlakte (maaiveld), bij een grondlaagovergang of bij een object, dan vindt hier reflectie en omzetting van de trillingsgolven plaats (refractie). Hierbij ontstaat een interferentiepatroon van bodembewegingen. Gezien de complexiteit van dit interferentiepatroon kan de bodembeweging slechts in benaderende zin beschreven worden.

De grootte van de beweging op het maaiveld wordt enerzijds bepaald door de kracht van de bron, door de bodemopbouw en de afstand tot de bron. Doorgaans nemen de bewegingen van het maaiveld, c.q. de maximale amplitude van de beweging (golf), af door materiaaldemping en bij toenemende afstand tot de bron (geometrische demping).



Figuur 2.7: Verschillende trillingsgolven die in grond kunnen voorkomen

Wateroverspanningen en verdichting

Trillingen ten gevolge van heiwerkzaamheden of het actief zijn van de windturbine kunnen leiden tot wateroverspanningen en daarmee een verlaagde korrelspanning. In het geval van een waterkering zorgt de verlaagde korrelspanning voor een risico tot afschuiven (paragraaf 2.3) en daarmee een verlaagde standzekerheid.

Tevens kunnen trillingen leiden tot verdichting en / of verweking van de bodem.

3. ANALYSE TRILLINGSINVLOED HEIWERKZAAMHEDEN

3.1 Uitgangspunten analyse

Tijdens het opstellen van deze risicoanalyse is nog geen funderingsadvies (palenplan) beschikbaar. Derhalve is op basis van (hei)werkzaamheden bij eerdere windparken met vergelijkbare turbines (3 MW) een inschatting gemaakt van de heiparameters. Hierbij is tevens rekening gehouden met de bodemopbouw (tabel 2.2 en 2.3). Er wordt aangenomen dat de windturbines worden gefundeerd op grondverdringende, geheide palen.

Voor de modellering van de trillingen zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- prefab betonpalen, $\varnothing 450$ mm met een lengte van 16-20 m
- benodigde hei-energie (efficiëntie heiblok 90%) 85 kNm;
- ref.bronwaarde grond (op 5 m), heien, sondering 1a 0,032 mm/s;
- ref.bronwaarde grond (op 5 m), heien, sondering 1b 0,038 mm/s
- variatiecoëfficiënt, heien 0,6;
- demping grond 0,01 m⁻¹

Verwacht wordt dat de aangehouden uitgangspunten als “worst case” gelden. De keuze van het benodigde hei-energieniveau is hoger aangehouden dan strikt noodzakelijk. Met dit blok zouden eventueel ook langere palen dan wel grotere diameters op diepte geheid kunnen worden.

Er is bij de paalgroepen uitgegaan van een “standaard” grondverdichting van circa 4 tot 5%. Bij hogere grondverdichtingspercentages dient rekening gehouden te worden met de toepassing van een zwaarder heiblok.

Relevantie van de blokkeuze

Het hierboven beschouwde blok kan goed geregeld worden, zodat niet met een te hoge of te lage slagkracht op de palen geslagen hoeft te worden. De acceptatie van het gekozen blok dient door de aannemer in overleg met constructeur te worden verzorgd.

Bovengenoemde aannamen zijn als uitgangspunt voor de analyse gehanteerd. In geval van wijzigingen in het te hanteren equipment en / of materieel, wordt aanbevolen de analyse aan te laten passen.

Toets en grenswaarden

Voor waterkeringen gelden geen directe toetswaarden. Deze dienen afgeleid te worden uit stabiliteitsberekeningen. Vooralsnog wordt een toetswaarde voor versnelling van 0,5 m/s² gehanteerd.

De verwachte trillingen aan de belending wordt getoetst aan de hand van SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen). De grenswaarden zijn vermeld in tabel 3.1. Voor de risicoanalyses gelden de vet gemarkeerde waarden.

Tabel 3.1: Grenswaarden [mm/s] conform SBR - richtlijn A 'Schade aan gebouwen'

Dominante frequentie [Hz]	Karakteristieke waarden		Partiële veiligheidsfactor		Rekenwaarde grenswaarde trillingssnelheid ¹⁾		
	Cat. 1 [mm/s]	Cat. 2 [mm/s]	Heien [-]	Fundering [-]	Cat. 1 [mm/s]	Cat. 2 [mm/s]	Fundering [mm/s]
20	25,0	7,5	1,5	1,0	16,7 / 10,4	5,0 / 3,1	8,0
25	27,5	8,8	1,5	1,0	18,3 / 11,5	5,8 / 3,6	6,4

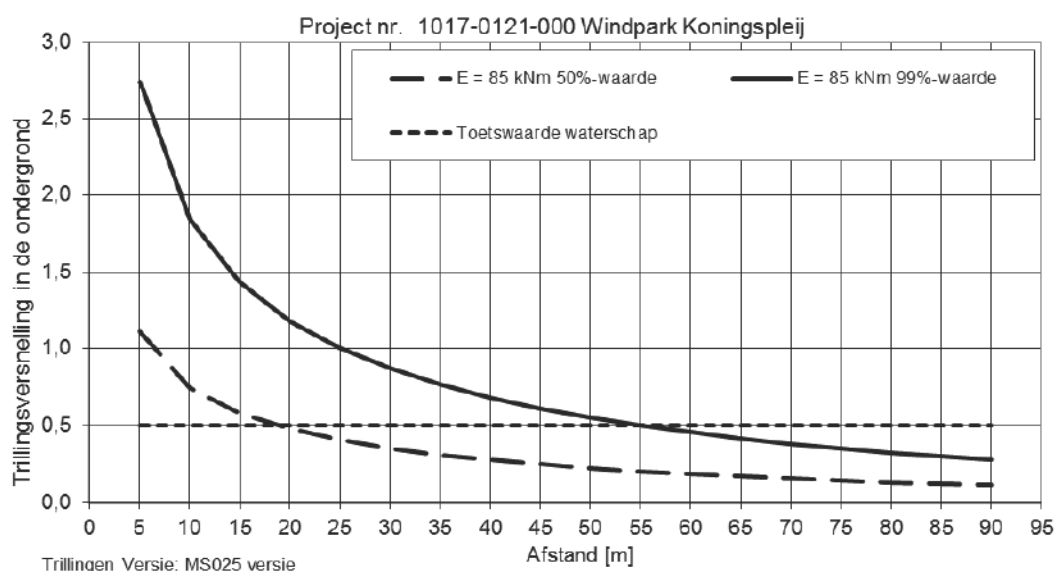
3.2 Modelling

In de bijlage "Toelichting Modelling trillingen" wordt nader ingegaan op de theoretische achtergrond omtrent trillingen.

De modellering en het opstellen van de trillingsrisicoanalyse vindt plaats op basis van CUR - publicatie 166 "Damwandconstructies". In genoemde CUR - publicatie wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken, verschillende palen en damwandplanken alsmede in verschillende wijzen van inbrengen.

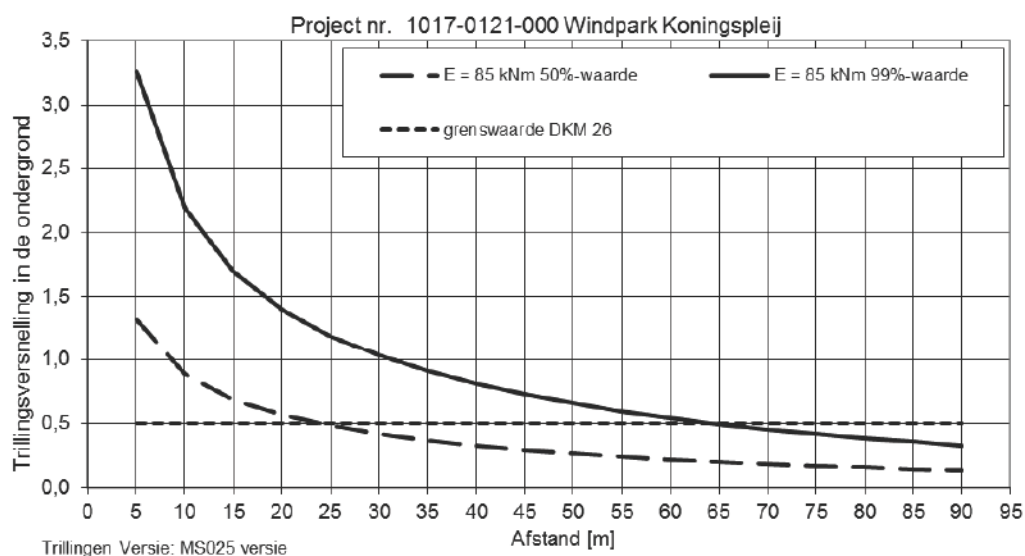
3.3 Trillingsoverdracht

In figuur 3.1 is grafisch de berekende trillingsversnelling versus de afstand vanaf het hart van de fundering van de windturbine weergegeven.



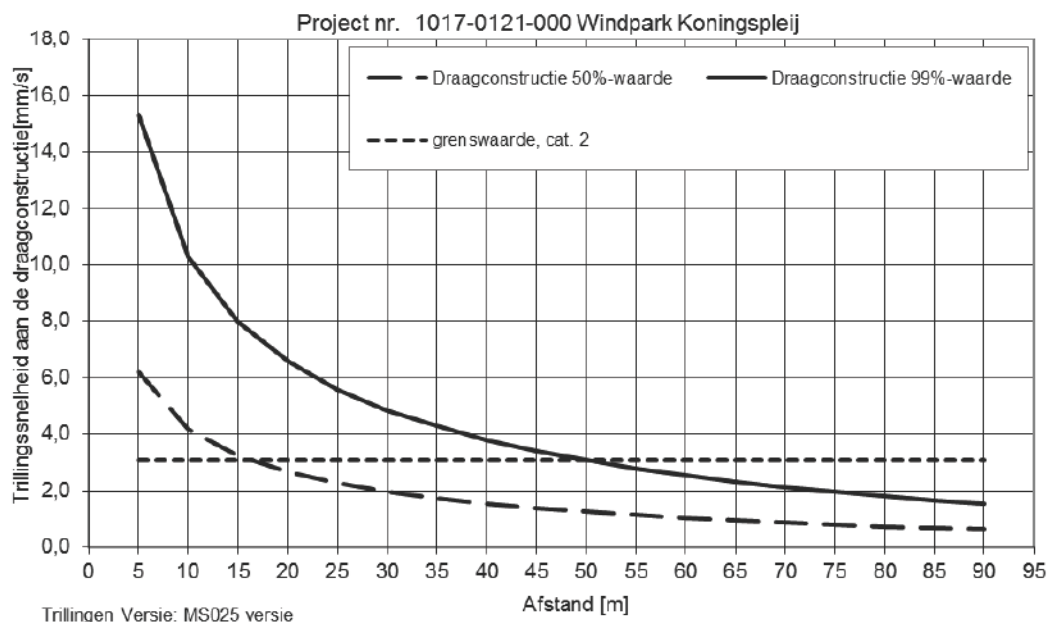
Figuur 3.1: Heien, turbine 1 en 4 intensiteiten aan de ondergrond (versnellingen [m/s²] versus de afstand)

In Figuur 3.2 zijn op dezelfde wijze de trillingsintensiteiten inzichtelijk gemaakt, waarbij wordt uitgegaan van een referentiebronwaarde op 5 m van $\alpha = 0,038 \text{ mm/s}$. Deze bronwaarde is van toepassing op sondeerlocatie 1A, die maatgevend is voor turbine 1 en 4.



Figuur 3.2: Heien, turbine 2 en 3
intensiteiten aan de ondergrond (versnellingen $[m/s^2]$ versus de afstand)

De belending ter plaatse van windturbine 3 wordt beoordeeld op SBR richtlijn A. In figuur 3.3 is de trillingssnelheid versus de afstand aan de draagconstructie weergegeven.



Figuur 3.3: Heien, turbine 3
intensiteiten aan de draagconstructie (snelheid $[mm/s]$ versus de afstand)

3.4 Beoordeling en toetsing

Toetsing waterkering

In tegenstelling tot belendingen, worden trillingen bij waterkeringen niet gekwantificeerd aan de hand van de SBR-systematiek. De invloedsafstanden zijn afgeleid uit figuur 3.1 en 3.2. In tabel 3.2 is de toetsing per turbine te zien.

Tabel 3.2: toetsing grenswaarde (waterkering)

	Toetswaarde [m/s ²]	Invloedsafstand trillingen [m]	Afstand turbine tot waterkering [m]	Overschrijding van toetswaarde
Windturbine 1	0,5	65	25	ja
Windturbine 2	0,5	55	30	ja
Windturbine 3	0,5	55	40	ja
Windturbine 4	0,5	65	105	nee

Toetsing belendingen

De belending wordt getoetst aan de SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen), waarbij wordt uitgegaan van een indicatieve meting. Hierbij wordt gemonitord wordt met één meetpunt aan de waterkering. Er wordt uitgegaan van een herhaalde, kortdurende trilling met frequentie 20 Hz. Volgens de richtlijn is de kans op schade aanvaardbaar klein (< 1%) indien de rekenwaarde van de grenswaarden niet overschreden worden.

De belending (paragraaf 2.1) is ingedeeld in categorie 2, waarvoor een grenssnelheid van 3,1 mm/s geldt.

Tabel 3.3: toetsing grenswaarde SBR A

Object	Cat	Grenswaarde	Invloedsgebied [m]	Afst. windturbine [m]	Overschrijdingskans
		[m/s ²]			E = 85 kNm
Loods	2	3,1	50	25	20%

4. ANALYSE TRILLINGSINVLOED EXPLOITATIEFASE

In de exploitatiefase / gebruiksfase zijn de turbines in bedrijf. Door het draaien van de turbinebladen kunnen in de grond trillingen optreden. Er is geen eenvoudige prognose programmatuur beschikbaar om op voorhand de intensiteiten te analyseren.

Metingen aan windturbines

De trillingsintensiteiten tijdens de gebruiksfase worden afgeleid uit ervaringsgetallen. In het verleden heeft Fugro aan / bij een aantal windturbines verspreid over Nederland trillingsmetingen uitgevoerd met als doel het inzichtelijk maken van de optredende trillingsintensiteiten tijdens het regulier in bedrijf zijn van de windturbine. Aan de hand van deze gegevens kan een inschatting gemaakt worden van de invloedzone en (on)zekerheden aangaande trillingen bij de te realiseren windturbines van Windpark Koningspleij. De windturbines zijn gefundeerd op prefab betonpalen. Op de volgende locaties zijn metingen verricht:

- Afrikahaven te Amsterdam. In oktober/november 2008 zijn metingen bij een drietal opgestelde 3 MW windturbines uitgevoerd.
- Noordland (eiland Neeltje Jans/ Roompot). In januari/februari 2009 zijn metingen bij een tweetal 3 MW turbines uitgevoerd.
- Eemshaven. In de periode januari – mei 2013 uitgebreide metingen (25 meetlocaties) bij een opgestelde 6 MW windturbine uitgevoerd.

Het Eemshaven gebied staat bekend als een gebied dat gevoelig is voor zettingvloeiing.

In ieder meetpunt is in 3 orthogonaal op elkaar staande richtingen (X-, Y-, en Z-richting) gemeten.

Zowel bij de 3 MW als bij de 6 MW is gemeten buiten aan de buitenzijde aan het funderingsblok en binnen op de betonvloer van de windturbine. Bij de 6 MW windturbine is in 4 orthogonaal op elkaar staande raaien gemeten zowel aan als naast het funderingsblok als op maaiveld (op 2 verschillende afstanden tot het funderingsblok) als op diepte in de grond (ter plekke van de maaiveld locaties op 2 verschillende diepten). In totaal 25 meetpunten (1 meetpunt in de windturbine op de betonvloer).

Op Noordland is tijdens de meetperiode in 2009 een windkracht van 3 tot 6 Bft gemeten. In de Eemshaven is in de periode januari / februari 2013 een windkracht van 2 tot 8 Bft gemeten.

Meetresultaten

In onderstaande tabel zijn de tijdens in bedrijf zijn van de turbine gemeten intensiteiten opgenomen.

Tabel 4.1: Meetresultaten funderingsblok turbine

	Versnelling [m/s ²]		
	Noordland	Afrikahaven	Eemshaven
X - richting	0,010 tot 0,025	0,015 tot 0,030	0,020 tot 0,025
Y – richting	0,000 tot 0,020	0,010 tot 0,035	0,015 tot 0,040
Z – richting	0,020 tot 0,075	0,015 tot 0,050	0,025 tot 0,050

Ter vergelijking: bij heien van prefab betonpalen kunnen op een afstand van circa 15 m versnellingen in de grond van circa 0,5 tot 1,1 m/s² verwacht worden.

Bij de door Fugro uitgevoerde metingen is in alle gevallen sprake van een stalen mast. De windturbines zijn uitgevoerd met staal. Indien de turbines uitgevoerd zouden worden in voorgespannen beton, dan is de dempingfactor hoger (=gunstiger) dan die voor staal, zie ook tabel 2.4.

Tabel 2.1- Dampingfactoren voor verschillende constructiematerialen [14]

Materiaal	Dempingfactor [-]
Gewapend beton	
- ongescheurd	0,007 tot 0,010
- gescheurd (zonder vloeien wapening)	0,010 tot 0,040
- gescheurd (met vloeien wapening)	0,005 tot 0,008
Voorgespannen beton	0,004 tot 0,007
Gedeeltelijk voorgespannen beton	0,008 tot 0,012
Staal-beton	0,002 tot 0,003
Staal	0,001 tot 0,002

De verstoring van de ondergrond als gevolg van trillingen kan worden bepaald door middel van een vertaalslag van de trillingen via de wateroverspanningen en de relatieve dichtheid naar relatieve waterspanningen (verhouding tussen de maximale wateroverspanning en de effectieve verticale spanning bij de situatie zonder wateroverspanning).

5. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Opdrachtverstrekking

In opdracht van V.O.F. Windpark Koningspleij namens Raedthuys Groep te Enschede heeft Fugro GeoServices B.V. te Amsterdam een trillingsrisicoanalyse opgesteld ten behoeve van het project 'Windpark Koningspleij'.

Voor de aanwezige waterkering en belendende loods is een beoordeling op risico op schade uitgevoerd. De windturbines staan op een geplande afstand van circa 25 tot 40 m tot de waterkering en circa 25 m tot een loods (windturbine 3).

Voor de waterkering is een toets van trillingen op schade in de aanbrengfase uitgevoerd op basis van een algemeen gehanteerde toetswaarde van het waterschap.

Onzekerheden prognosemodel

De resultaten van de berekeningen zijn gebaseerd op eenvoudige empirische modellen, waarvan de parameters zo goed mogelijk zijn aangepast aan waarnemingen in de praktijk, en de ervaring binnen Fugro bij vergelijkbare projecten. Dit betekent dat rekening dient te worden gehouden met enige spreiding in de resultaten.

Materieel / heibaarheid

Voor de windturbines is nog geen grondonderzoek op locatie uitgevoerd en is nog geen funderingsadvies beschikbaar. Op basis van (hei)werkzaamheden bij vergelijkbare windturbines (3 MW) is een inschatting gemaakt van de heiparameters. Er wordt uitgegaan van prefab betonpalen $\varnothing 450$ mm met een lengte van 16 tot 20 m. De benodigde hei-energie is 85 kNm bij 90% efficiëntie van het heiblok. De dominante frequentie is 20 Hz.

Toetswaarde Waterkering

De toetswaarde voor trillingsintensiteiten ter plaatse van de waterkering is $0,5 \text{ m/s}^2$. Deze waarde wordt vaak door waterschappen gehanteerd. Voor de kering zijn diverse waterbouwkundige faalmechanismes van toepassing. Omdat er sprake is van een droge kering (geen water aan weerszijden) is alleen macrostabiliteit van toepassing.

Invloedsgebied aanlegfase

Geconcludeerd wordt dat de heiwerkzaamheden een invloedsgebied hebben van 55-65 m, afhankelijk van de grondopbouw en de toegepaste hei-energie. Omdat de afstand van de huidige planlocaties tot aan de waterkering bij windturbine 1, 2 en 3 minder is, wordt gesteld dat de waterkering binnen het invloedsgebied van de windturbines valt. Hierdoor zijn er risico's met betrekking tot de macrostabiliteit van de waterkering. Windturbine 4 bevindt zich buiten het invloedsgebied van de heiwerkzaamheden, waardoor de kans op overschrijding van de toetswaarde kleiner dan 1% is.

Met stabiliteitsanalyses dient te worden aangetoond wat de daadwerkelijke (in)stabiliteit is. Dit dient nader ingevuld te worden op basis van het funderingsadvies en ter plekke uitgevoerd grondonderzoek.

Trillingen exploitatiefase

Metingen in de grond bij windturbines van drie windparken (Neeltje Jans – Zeeland, Afrikahaven – Amsterdam, Eemshaven), betreffende windturbines van 3 – 6 MW, resulteerden in versnellingen tot $0,05 \text{ m/s}^2$ op een afstand van 15-20 m uit de turbine. Op

basis hiervan wordt geconcludeerd dat de invloed van trillingen op de veiligheid van de waterkering na de ingebruikname nihil zal zijn.

Trillingsintensiteit belendingen

De loods, die zich ten westen van windturbine 3 bevindt, is getoetst aan de hand van SBR richtlijn A (Schade aan gebouwen). De loods bestaat uit metselwerk en bevindt zich in goede staat. Op basis hiervan is het object ingedeeld in SBR categorie 2, waarbij gerekend wordt met een grenswaarde van 3,1 mm/s .

Bij de heiwerkzaamheden (met bovengenoemde uitgangspunten) is de overschrijdingskans van de grenswaarde voor de loods 25%. Gezien de grootte van de overschrijdingskansen wordt geadviseerd op deze locatie af te zien van een geheel paalsysteem en eerder een grondverdringend geschroefd paalsysteem toe te passen. Opgemerkt wordt dat onbekend is of de belending op termijn gesloopt wordt.

Monitoring

Geadviseerd wordt te allen tijde de werkzaamheden te monitoren (trillings- en deformatiemetingen). Opgemerkt wordt dat het risico van overschrijdingen van grenswaarden kan worden geaccepteerd, echter overschrijdingen bij monitoring worden niet geaccepteerd door toetsende instanties, omdat de kans op schade hierbij groter is dan 1%.

Bij het nader bepalen van de grootte van het invloedsgebied en de optredende risico's tijdens het uitvoeren van een hei- of trilproef, wordt er gemeten op meerdere locaties. Hierdoor is de kans op meten op / in "zwakke" locaties aan het object groter, waardoor er meer zekerheid ontstaat in de maatgevende locaties.

Advies

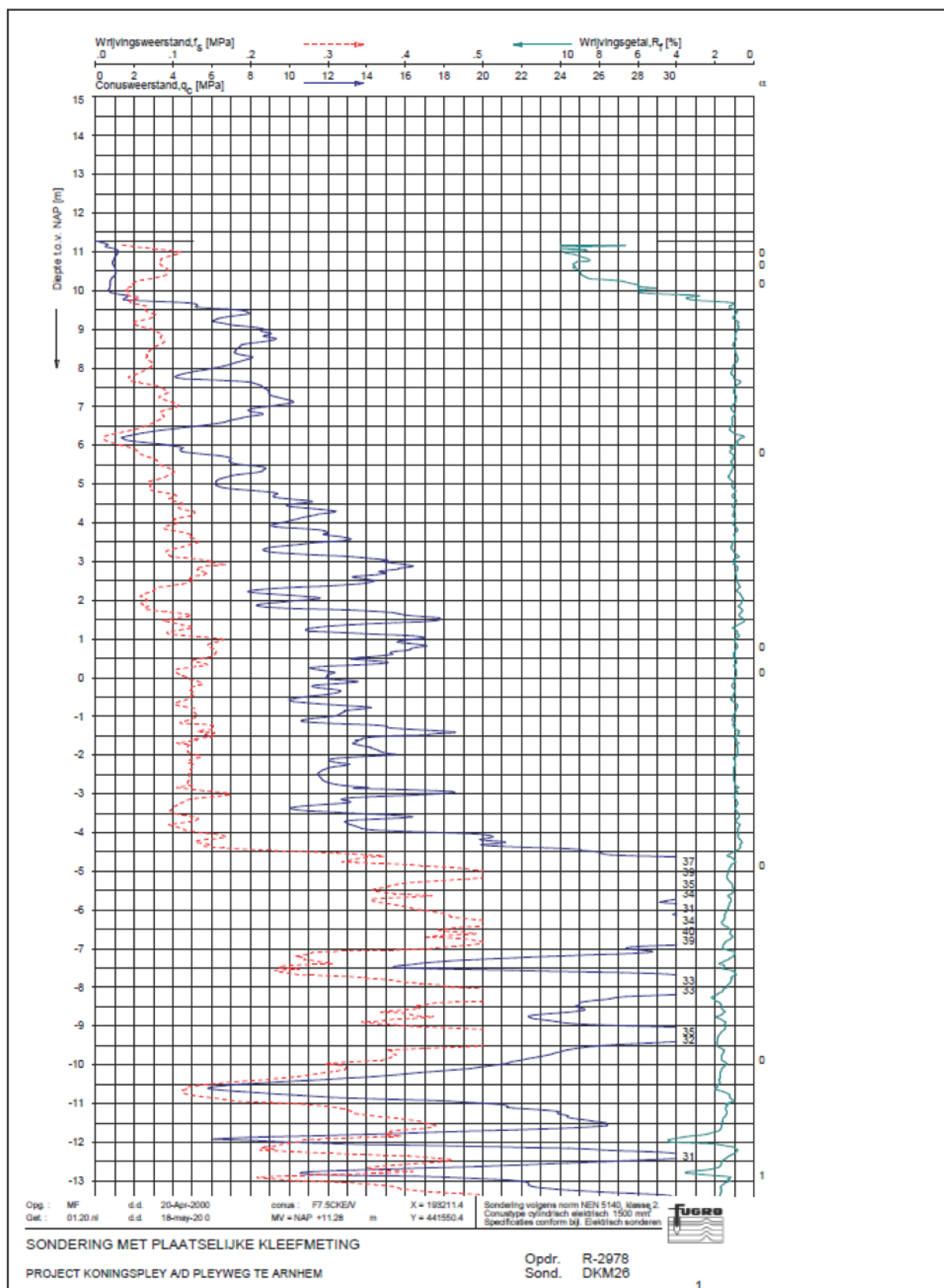
Windturbines 1-3 vallen binnen het invloedsgebied van de heiwerkzaamheden, waardoor er risico's met betrekking tot macrostabiliteit zijn. Met stabiliteitsanalyses dient te worden aangetoond wat de daadwerkelijke verminderde standzekerheid van de waterkering is. Het funderingsadvies en ter plekke uitgevoerd grondonderzoek vormt hiervoor de basis. Momenteel is nog geen grondonderzoek op de turbinelocatie uitgevoerd en is nog geen funderingsadvies beschikbaar. Geadviseerd wordt nadat dit is uitgevoerd de risico's nader te beschouwen. Het kan goed mogelijk zijn dat de grondcondities gunstiger zijn.

Windturbine 4 valt buiten het invloedsgebied van de heiwerkzaamheden. De kans op overschrijden van de toetswaarde is kleiner dan 1% aan de waterkering, hetgeen aanvaardbaar klein is. Wel wordt geadviseerd te monitoren ter plaatse van de waterkering, ter inzage.

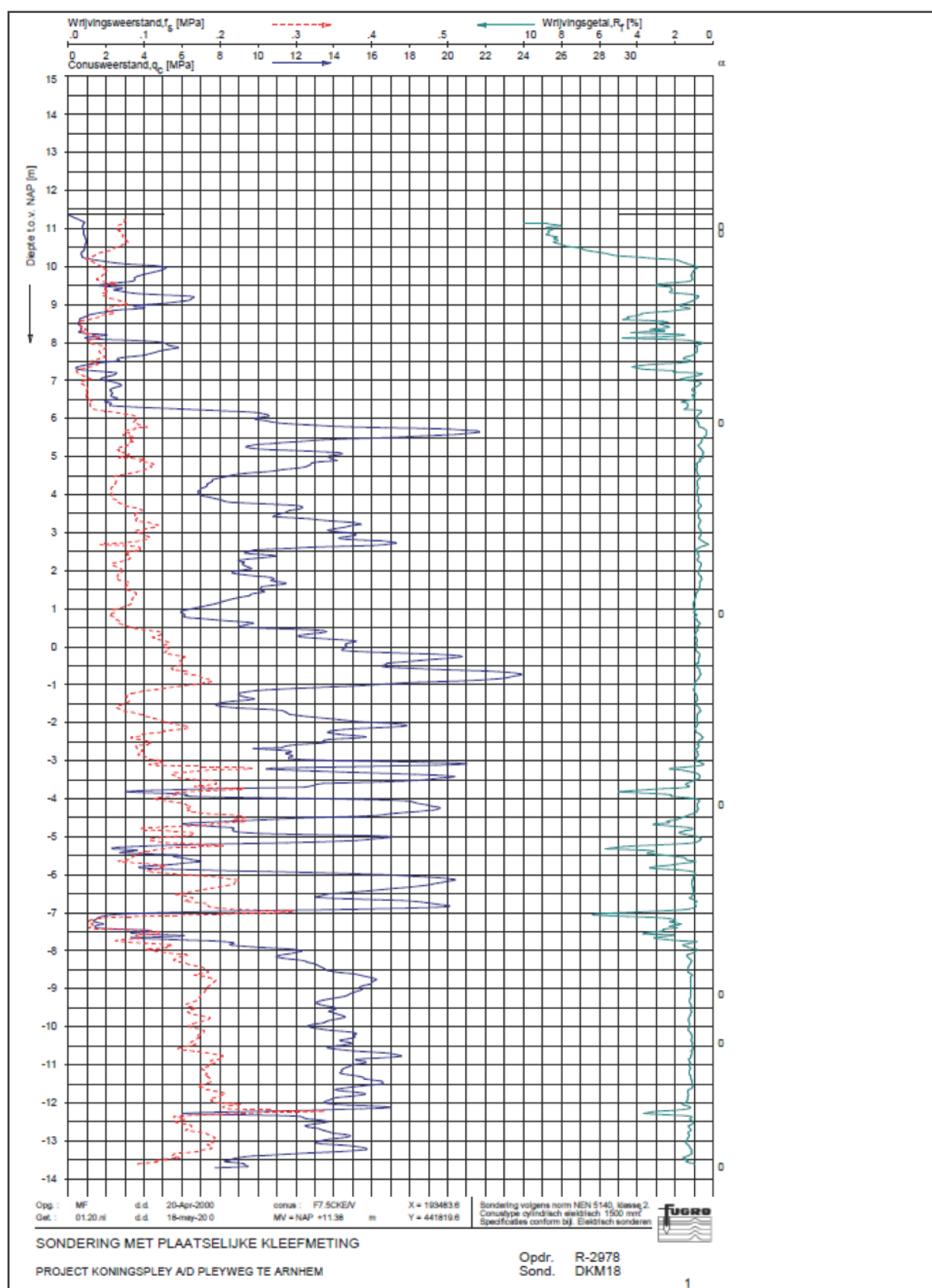
Gezien de geprognosticeerde risico's wordt vooralsnog geadviseerd een grondverdringend geschroefd paalsysteem toe te passen. Geadviseerd wordt de werkzaamheden met behulp van monitoring uit te voeren.

De grenswaarde voor schade aan belendingen (SBR A) wordt overschreden, waardoor verwacht wordt dat er een reële kans op schade is. In eerste instantie kan hiervoor worden overwogen een trillingsvrij/-arm inbrengsysteem of trillingsreducerende maatregelen toe te passen. Als trillingsreducerende maatregel kan gedacht worden aan het toepassen van een zwaarder blok, waarbij vervolgens gereduceerde instellingen worden gehanteerd. Een alternatieve maatregel is het voorboren van de paallocaties. Er mogen maximaal 3 locaties

vooraf voorgeboord worden, aangezien dan ten gevolge van de heiwerkzaamheden het voorgeboorde gat weer wordt verdicht.



Bijl. 1: Representatieve sondering (1a)



Modellering conform CUR 166

De modellering en het opstellen van de trillingsrisicoanalyse vindt plaats op basis van CUR - publicatie 166 '*Damwandconstructies*'. In genoemde CUR - publicatie wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken en verschillende palen en planken alsmede de verschillende wijzen van inbrengen.

Wanneer een paal of plank in een grondmassief doordringt, veroorzaakt deze langs en aan de onderzijde van de paal plastische en elastische vervormingen. Door de snelle introductie van deze vervormingen ontstaan golfverschijnselen in de grond. De plastische golfverschijnselen blijven beperkt tot een gebied rondom de paal/plankpunt met een doorsnede van ongeveer 1,5 tot 2,5 maal de equivalente paal/plankdiameter.

Voor de trillingen in de omgeving zijn alleen de elastische golven van belang. Wanneer de paal/plank enige meters diep in de grond is doorgedrongen, ontstaan trillingsgolven die zich in alle richtingen (kunnen) voortplanten. Komen deze golven aan de oppervlakte, bij een laagovergang of bij een bouwwerk, dan vindt hier reflectie en omzetting van de trillingsgolven plaats, zodat een interferentiepatroon van bodembewegingen ontstaat. Gezien de complexiteit van dit interferentiepatroon kan de bodembeweging slechts in benaderende zin beschreven worden.

De factoren die invloed hebben op de intensiteit van de trillingen die door installatie van de palen / planken aan de bodem worden afgegeven zijn:

- eigenschappen van de ondergrond;
- afmetingen van de paal/plank;
- energie / slagkracht die nodig is om de paal / plank op diepte te krijgen.

Bronsterkte

CUR 166 hanteert voor Nederland enkele karakteristieke bodemprofielen. Voor deze karakteristieke bodemprofielen is voor de verschillende wijzen van inbrengen van palen en planken, een bronintensiteit gegeven op een referentie afstand van 5 m tot de bron. De bronsterkten zijn gerelateerd aan een lognormaal verdeling. In de analyse wordt gebruik gemaakt van een normale verdeling. Op basis van praktijkervaringen, waarbij prognoses met metingen vergeleken zijn, is gebleken dat prognose waarden, waarbij een normale verdeling is gehanteerd, beter aansluit op de meetwaarden.

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 uittrillen van damwandplanken of het heien van stalen buispalen. 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 paal/planktype of -lengte. Deze factoren worden in rekening gebracht.

Bepaling bronsterkte heien

De referentie trillingsintensiteit wordt bepaald met een empirische formule, welke afhankelijk is van het vermogen van het heiblok:

$$v_{0,(x=5m)} = u_0 \cdot \sqrt{\psi * E}$$

Waarin:

$v_{0,(x=5m)}$	trillingsnelheid op referentieafstand van 5 meter	[mm/s];
u_0	referentie trillingsnelheid	[mm/s];
E	inhei-energieniveau	[Nm];
ψ	stootrendement	[-].

Op basis van deze relatie is de bronsterkte van de trillingsnelheid bepaald.

Bepaling bronsterkte trillen

De bronsterkte van het intrillen van stalen damwandelementen wordt bepaald met de volgende empirische relatie:

$$v_0(x = 5m) = u_0 + 0,002(F - 350)$$

Waarin:

v_0	bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron	[mm/s];
u_0	referentie trillingsnelheid op 5 m afstand	[mm/s];
F	slagkracht trilblok	[kN].

Bij uittrillen wordt voor de referentiesnelheid op 5 m afstand 1,5 maal de waarde voor intrillen gehanteerd.

Trillingsoverdracht in de ondergrond

Tijdens de installatie van de palen / planken wordt de omringende grond in beweging gebracht. Hierdoor ontstaan trillingen. Deze trillingen planten zich als golven door de ondergrond voort. Te onderscheiden zijn compressie-, afschuif- en Rayleigh-golven.

Bij compressiegolven (drukgolven) bewegen de gronddeeltjes zich in dezelfde richting als de voortplantingsrichting van de drukgolf. Ten gevolge van de afschuifgolf worden de gronddeeltjes zijdelings bewogen, loodrecht op de voortplantingsrichting van de golf. Aangezien zowel de compressie- als afschuifgolven zich bolvormig voortplanten wordt de trillingsenergie over een steeds groter volume verdeeld en zal dus vrij snel afnemen.

Ten gevolge van de afschuifgolven en compressiegolven aan het maaiveld ontstaan zogenaamde oppervlaktgolven (Rayleigh-golven). Deze golven nemen het grootste deel van de totale trillingsenergie op en kenmerken zich door een geringe dieptewerking, waardoor deze golven op grotere afstand van de bron nog steeds een behoorlijke trillingssterkte kunnen bezitten.

De afname van de amplitude van de golven wordt veroorzaakt door geometrische demping. Tevens vertoont de grond door inwendige wrijving een dissipatief gedrag (energieverlies) bij vervormingen, wat materiaaldemping wordt genoemd. Dit energieverlies wordt gemodelleerd door hysteretische demping.

Indien de geometrische verzwakking en de materiaaldemping worden samengenomen kan met onderstaande relatie de amplitude van een trilling op een afstand x van de bron bepaald worden:

$$v(x) = v_0 \sqrt{\frac{x_0}{x}} e^{-\alpha(x-x_0)}$$

Waarin:

$v(x)$	trillingssnelheid op afstand x van de bron [mm/s];
v_0	bronsterkte van de trillingsintensiteit op 5 m afstand van de bron [mm/s];
x_0	referentieafstand van 5 m tot de bron [m];
x	afstand tot de bron [m];
α	karakteristieke dempingsconstante ten gevolge van materiaaldemping [m^{-1}].

Verwijzend naar CUR-166 wordt in de tabellen een indicatieve waarde voor de dempingsconstante α gepresenteerd van 0,00 à 0,03 m^{-1} . Afhankelijk van de grootte van de golfsnelheden (oppervlakte golf) is een nadere indicatie voor de karakteristieke bodemdemping α te bepalen met:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \pi \cdot f \cdot \zeta}{c}$$

Waarin:

f	dominante frequentie [Hz];
ζ	dempingsmaat als functie van de vervormingshoek [-];
c	voortplantingssnelheid van de trilling in de bodem [m/s].

Ter indicatie zijn in CUR 166 voor zand snelheden van 100 tot 200 m/s, voor klei snelheden van 50 tot 100 m/s en voor veen snelheden van 75 tot 125 m/s aangegeven.

Trillingsoverdracht naar bebouwing

De optredende trillingen in de ondergrond worden overgedragen naar de fundering van de nabij gelegen gebouwen. De overdracht vindt plaats op verschillende manieren, zoals:

- overdracht van de trillingen in het zandpakket via de fundering;
- overdracht van de oppervlaktegolven direct onder het maaiveld op de funderingsconstructie.

Bij de overdracht van trillingen van de bodem naar de funderingselementen en de draagconstructie treedt een zekere mate van demping op. Voor de overdrachtsfunctie van de trillingsintensiteit van de ondergrond naar de fundering en draagconstructie is een schatting gemaakt, gebaseerd op CUR 166.

Trillingsoverdracht naar vloeren

Voor het bepalen van de hinderbeleving en bij beoordeling van trillingsgevoelige apparatuur zijn de trillingsintensiteiten op de vloeren van belang. Bij de overdracht van de trillingsintensiteit aan de draagconstructie naar die op vloeren en ondersteunende onderdelen treedt enig opslinger effect op. Het opslinger effect wordt met factoren in rekening gebracht. De maximale trillingsintensiteit in het midden van de vloer volgt door de trillingsintensiteit aan de draagconstructie te vermenigvuldigen met dynamische vergrotingsfactoren C_{fc} . De vergrotingsfactoren berusten grotendeels op praktijkervaringen.

Bij trillingshinder zijn de maximale voortschrijdende effectieve waarde ($v_{\text{eff,max}}$) en de, per 30 sec, periodieke waarde (v_{per}) op vloeren van belang.

Bepaling $v_{\text{eff,max}}$

De maximale effectieve waarde van de trillingssnelheden op de vloeren wordt bepaald voor de toetsingsprocedure voor hinder voor personen in gebouwen. De effectieve waarde van de trillingssnelheid is dimensieloos. De waarde wordt bepaald door een omrekening van de maximale trillingssnelheid naar een gewogen momentane waarde voor de trillingssnelheid. Uit de gewogen momentane waarde kan de voortschrijdende effectieve waarde worden bepaald.

Binnen de gegeven beoordelingsperiode, dag, avond of nacht, is de maximale waarde $v_{\text{eff,max}}$ te bepalen als het maximum van de grootste effectieve waarden in de betreffende beoordelingsperiode. CUR-166 geeft als richtlijn voor het uit te voeren procedé, dat:

$$v_{\text{eff,max}} \quad [-] \quad = \quad 0,42 \text{ à } 0,64 \times v_{\text{piek}} \quad [\text{mm/s}]$$

In geval van trillen van damwanden (continue trillingen) geldt een factor van 0,64. In geval van heien van palen (of passages van verkeer) geldt een factor van 0,42. Bij hinderbeleving is eerder het meest waarschijnlijke trillingsniveau (50% waarde) van toepassing dan de incidentele extreme waarde. Derhalve wordt de factor bij de verwachtingswaarden gebruikt.

Bepaling v_{per}

De effectieve waarde, v_{per} , van de maxima $v_{\text{eff,max}}$, wordt bepaald over het aantal tijdsintervallen van 30 seconden binnen een beoordelingsperiode, dag, avond of nacht $[-]$. Uit gegeven aantallen per tijdsinterval en de maxima $v_{\text{eff,max}}$, voor ieder tijdsinterval van 30 sec wordt v_{per} bepaald volgens:

$$v_{\text{per}} = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^n v_{\text{eff,max},30,i}^2}$$

Waarin:

N aantal tijdsintervallen van 30 seconden, waarin gemeten is binnen een beoordelingsperiode $[-]$

Inleiding

De volgens CUR 166 geprognosticeerde trillingswaarden worden getoetst aan de grenswaarden uit de SBR richtlijnen uit september 2006, uitgegeven door Stichting Bouw Research, Rotterdam. De Raad van State erkent de richtlijnen als uitgangspunt voor jurisprudentie.

In totaal zijn er 3 SBR - richtlijnen, namelijk

- richtlijn A: 'Schade aan gebouwen'
- richtlijn B: 'Hinder voor personen in gebouwen'
- richtlijn C: 'Storing aan apparatuur'

Afhankelijk van de constructieve staat, funderingswijze en ouderdom van de bebouwing, karakteristieken van de trillingsgevoelige apparatuur en de afstand tot de werkzaamheden, bestaat in het algemeen de mogelijkheid dat de trillingen kunnen leiden tot:

- schade aan de draagconstructie van gebouwen;
- hinder voor personen in gebouwen;
- storing aan trillingsgevoelige apparatuur;
- zettingsschade door verdichting van losgepakt zand.

Grenswaarden conform SBR richtlijn A

De hoogte van de toelaatbare grenswaarden waarbij volgens de SBR richtlijn A de kans op schade aanvaardbaar klein is (minder dan 1%), is afhankelijk van:

- type trillingsbron;
- constructiewijze van de gebouwen;
- funderingswijze van de gebouwen.

Type trillingsbron

In SBR richtlijn A wordt onderscheid gemaakt in trillingsbronnen, die incidenteel voorkomende kortdurende trillingen veroorzaken, herhaald kortdurende trillingen veroorzaken of continue trillingen veroorzaken.

Het heien van palen wordt beschouwd als een trillingsbron die herhaald kortdurend trillingen veroorzaakt, waarbij resonanties en/of vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. In dit geval dient een partiële veiligheidsfactor γ_t van 1,5 over de karakteristieke waarde V_{kar} van de grenswaarde te worden toegepast.

Het in en uittrillen van damwandplanken wordt beschouwd als een trillingsbron die continue trillingen veroorzaakt, waarbij resonanties en/of vermoeiingseffecten in onderdelen van een bouwwerk kunnen optreden. In dit geval dient een partiële veiligheidsfactor γ_t van 2,5 over de karakteristieke waarde V_{kar} van de grenswaarde te worden toegepast.

Constructiewijze van gebouwen (categorie indeling)

In SBR richtlijn A wordt onderscheid gemaakt in de constructiewijze en in de staat van het bouwwerk. De onderstaande indeling in categorieën van bouwwerken en van onderdelen daarvan wordt aangehouden:

- categorie 1: in goede staat verkerende onderdelen van de draagconstructie van een gebouw, indien deze bestaan uit gewapend beton of hout;
- categorie 2: in goede staat verkerende onderdelen van de draagconstructie van een gebouw, indien deze bestaan uit metselwerk of uit brosse steenachtige materialen;

- categorie 3: onderdelen van oude en/ of monumentale panden met grote cultuurhistorische waarde en/ of in slechte staat verkerende gebouwen bestaande uit metselwerk.

Funderingswijze

Daarnaast wordt door SBR-richtlijn A onderscheid gemaakt in trillingsgevoelige en niet-trillingsgevoelige funderingen. Funderingen op staal worden over het algemeen als trillingsgevoelig aangemerkt waarbij rekening dient te worden gehouden met schade door (ongelijkmatige) zettingen.

Rekenwaarde van de grenswaarde

De rekenwaarde van de grenswaarde wordt bepaald volgens onderstaande relatie:

$$V_r = \frac{V_{kar}}{\gamma_t}$$

Waarin:

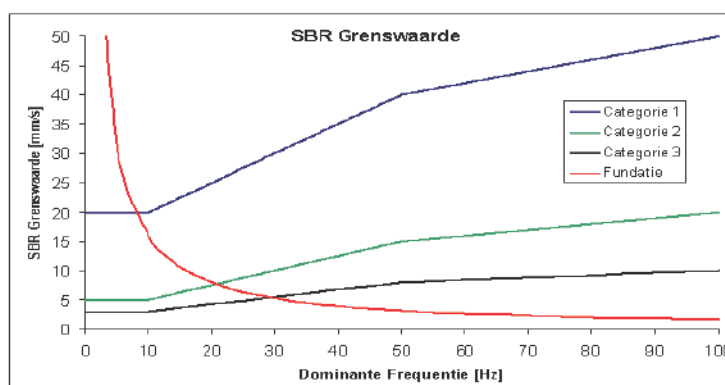
V_r rekenwaarde van de grenswaarde [mm/s];
 V_{kar} karakteristieke waarde van de grenswaarde [mm/s];
 γ_t partiële veiligheidsfactor [-].

Rekenwaarde gemeten topsnelheid

SBR Richtlijn A maakt onderscheid tussen een indicatieve, een beperkte en een uitgebreide meting. Afhankelijk van de soort meting dient de meetwaarde vermenigvuldigd te worden met een partiële veiligheidsfactor volgens onderstaande tabel:

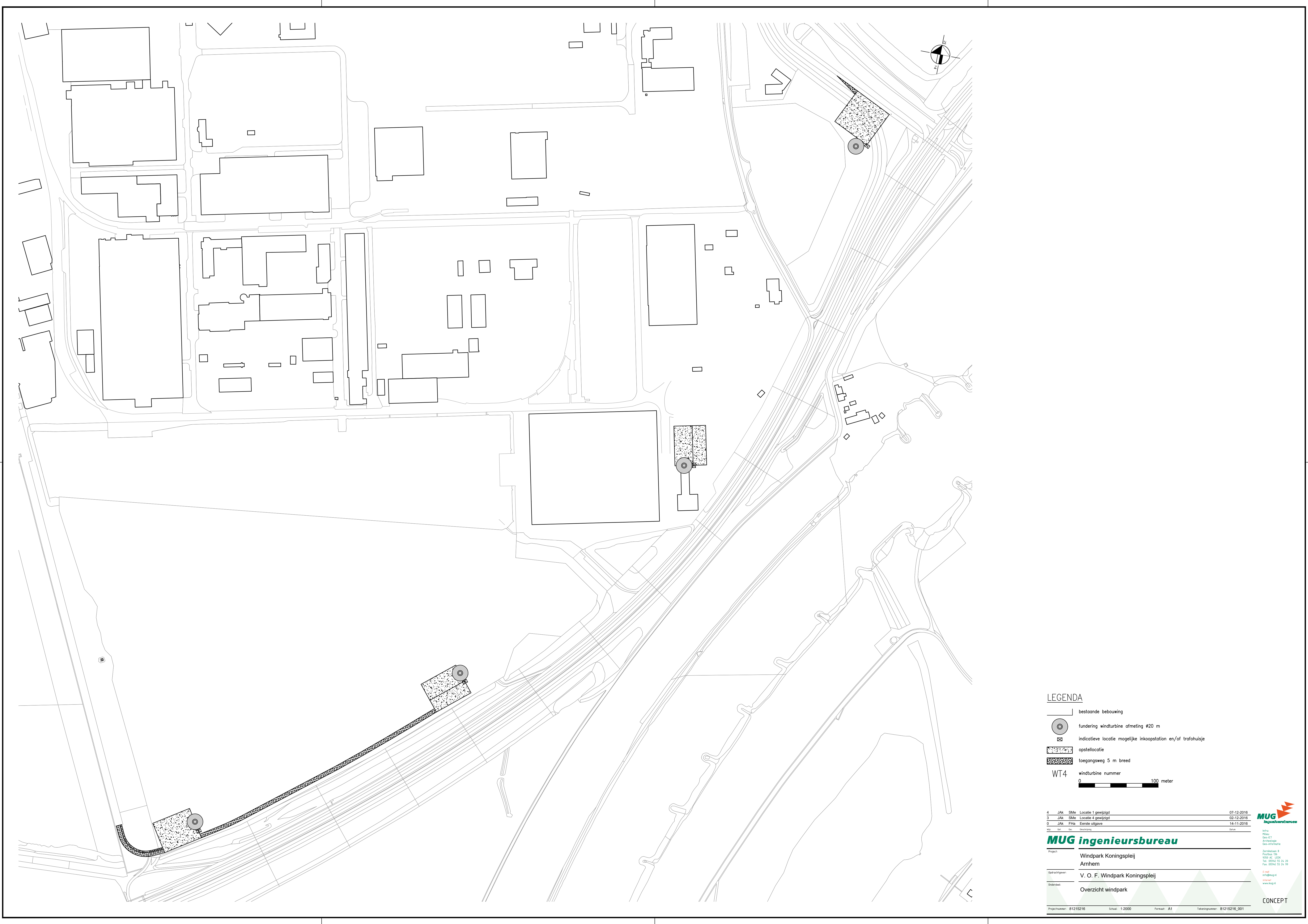
Soort meting	factor	Omschrijving meting
Indicatief	1,6	1 meetpunt (x, y, z) aan draagconstructie
Beperkt	1,4	2 meetpunten (x,y,z en x, y) aan draagconstructie en circa 10 m boven mp aan draagconstructie
Uitgebreid	1,0	Meerdere meetpunten in stijve punten van constructie

In onderstaande figuur is een voorbeeldgrafiek van de karakteristieke waarde van de grenswaarde op draagconstructie weergegeven. Indien de meetwaarden boven de getrokken lijnen liggen is er sprake van overschrijdingen.



Trilling:	een periodieke beweging van een grootheid (verplaatsing, snelheid, versnelling) om een evenwichtsstand als functie van de tijd.
Trillingstijd:	de kleinste verschuiving in de tijd waarbij een periodieke tijdsfunctie met zichzelf samenvalt.
Topwaarde	de in absolute zin grootste afwijking van de momentane waarde van een grootheid ten opzichte van de gemiddelde waarde.
Frequentie	de reciproque van de trillingstijd.
Dominante frequentie:	de overheersende frequentie in dat deel van het signaal waar de topwaarde optreedt.
Verplaatsing:	een vectoriële grootheid die de verandering van een positie van een lichaam of van een punt aanduidt ten opzichte van een zekere referentie.
Snelheid:	een vectoriële grootheid die de tijdsafgeleide van de verplaatsing representeert.
Versnelling:	een vectoriële grootheid die de tijdsafgeleide van de snelheid representeert.
Trillingssterkte:	de sterkte van de trilling in relatie tot het van belang zijnde trillingseffect; in het geval van schade wordt onder de trillingssterkte verstaan de topwaarde van een trillingsgrootheid in combinatie met de dominante frequentie.
Draagconstructie:	het deel van een gebouw dat ervoor zorgt dat het gebouw als geheel en in het bijzonder de vloeren hun dragende functie kunnen blijven vervullen.
Grenswaarde schade:	waarde voor de toelaatbare trillingssterkte waarbij de kans op schade aan de draagconstructie (en overige onderdelen) van een bouwwerk aanvaardbaar klein is (minder dan 1%); schade kan de veiligheid en/of levensduur van het bouwwerk beïnvloeden, of leiden tot een vermindering van de gebruikswaarde of de economische waarde van het bouwwerk.
Continue trilling:	een trilling die zodanige tijd continu aanwezig is, dat resonanties en/ of vermoeiingseffecten aan de draagconstructie van een bouwwerk kunnen optreden (bv. machines, intrillen damwanden).
Kortdurende trilling:	een door een stootvormige excitatie veroorzaakte trilling met een kortdurend, uitdempend karakter (bv. explosies, botsingen).
Herhaald kortdurende trilling:	een kortdurende trilling die meermalen voorkomt, steeds gescheiden door een tijdsinterval waarin een rustsituatie heerst, waarbij vermoeiingseffecten aan de draagconstructie van een bouwwerk kunnen optreden (bv. heiwerkzaamheden, weg- en railverkeer).
Indicatieve meting:	meting waarbij slechts met één meetpunt ter plaatse van de begane grond trillingen worden gemeten (conform § 8.4.2.1 SBR-richtlijn A).
Beperkte meting:	meting waarbij met tenminste één meetpunt op de begane grond en met tenminste één meetpunt op de hoogste verdieping van het gebouw trillingen worden gemeten (conform § 8.4.2.2 SBR-richtlijn A).
Uitgebreide meting:	meting waarbij met een groot aantal meetpunten wordt gemeten, dit in aanvulling op de meetpunten volgens de beperkte meting (conform § 8.4.2.3 SBR-richtlijn A).
Beoordelingsperiode:	een tijdsinterval waarin een dag wordt verdeeld voor de toetsing van

	de trillingsterkte aan de streefwaarden in: - dagperiode: van 7:00 tot 19:00; - avondperiode: van 19:00 tot 23:00; - nachtperiode: van 23:00 tot 7:00.
Effectieve trillingssnelheid:	voortschrijdende effectieve waarde van de gewogen momentane trillingsgrootte.
Maximale effectieve trillingssnelheid:	grootste optredende waarde van de voortschrijdende effectieve waarde.
Trillingssterkte over beoordelingsperiode:	het kwadratisch gemiddelde van de grootste effectieve waarde per interval van 30 seconden in de desbetreffende beoordelingsperiode.
Streefwaarde hinder:	waarde voor de trillingssterkte waarbij verwacht wordt dat er nog net geen hinder voor personen optreedt; onder hinder wordt verstaan de verstoring en/ of belemmering van (fysieke) activiteiten en/ of processen die rust en/ of concentratie behoeven.
Streefwaarde A1:	onderste streefwaarde voor de maximale trillingssterkte van de voortschrijdende effectieve waarde .
Streefwaarde A2:	bovenste streefwaarde voor de maximale trillingssterkte van de voortschrijdende effectieve waarde.
Streefwaarde A3:	streefwaarde voor de trillingssterkte over de beoordelingsperiode dag, avond en nacht.



LEGENDA

- bestaande bebouwing
- ⊙ fundering windturbine afmeting Ø20 m
- ⊠ indicatieve locatie mogelijke inkoopstation en/of trafohuisje
- ▨ opstellocatie
- ▨ toegangsweg 5 m breed
- WT4 windturbine nummer
- 0 100 meter

4	JAK	SMa	Locatie 1 gewijzigd	07-12-2016
3	JAK	SMa	Locatie 4 gewijzigd	02-12-2016
0	JAK	FHa	Eerste uitgave	14-11-2016
Vgl.	Get.	Get.	Beschrijving	Datum
MUG ingenieursbureau				
Project:			Windpark Koningspleij Arnhem	
Opdrachtgever:			V. O. F. Windpark Koningspleij	
Onderdeel:			Overzicht windpark	
				
Projectnummer:		81215216	Schaal:	1:2000
Formaat:		A1	Tekeningnummer: 81215216_001	



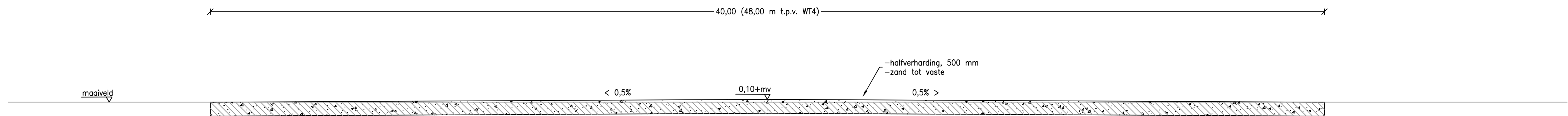
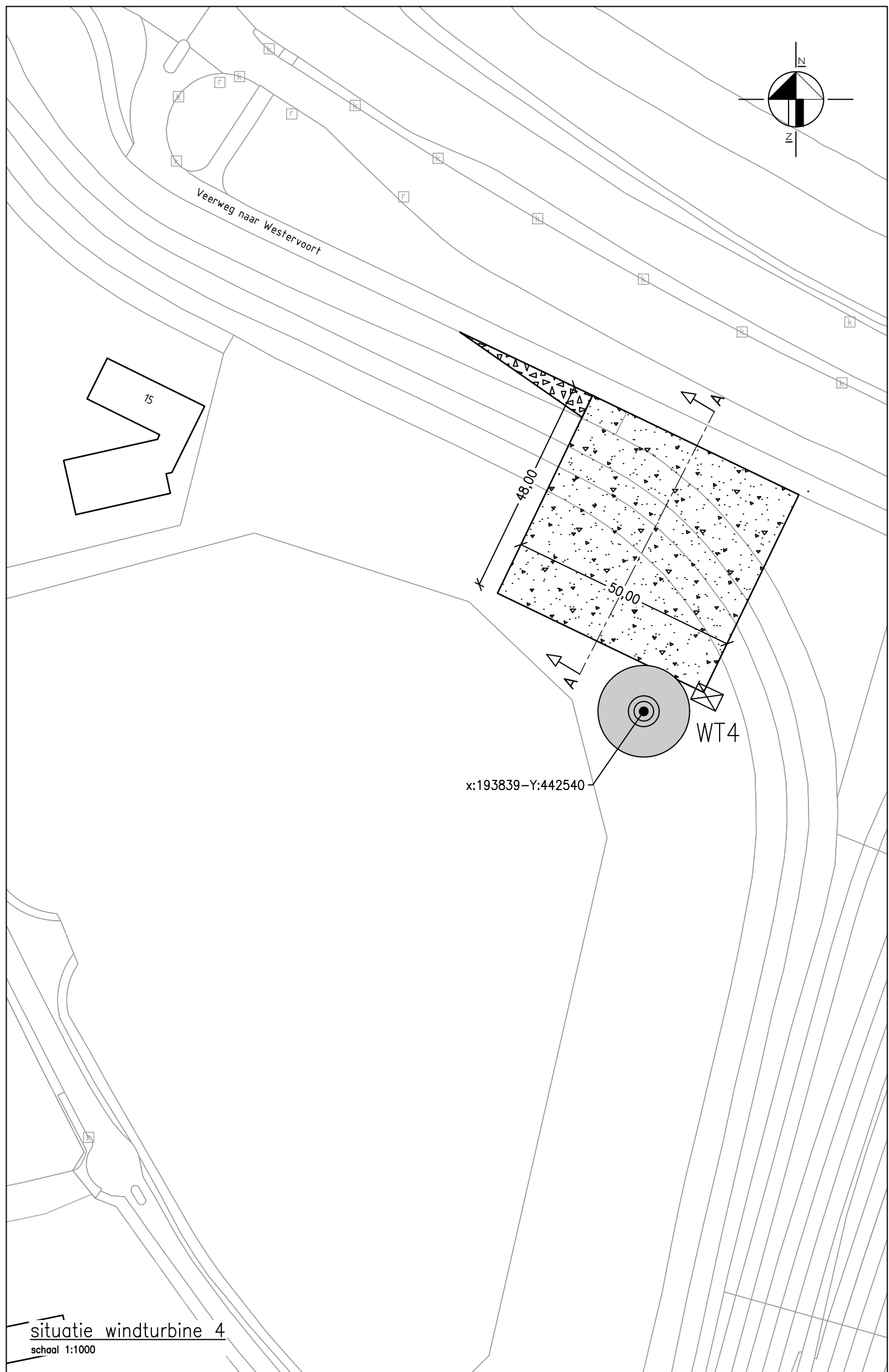
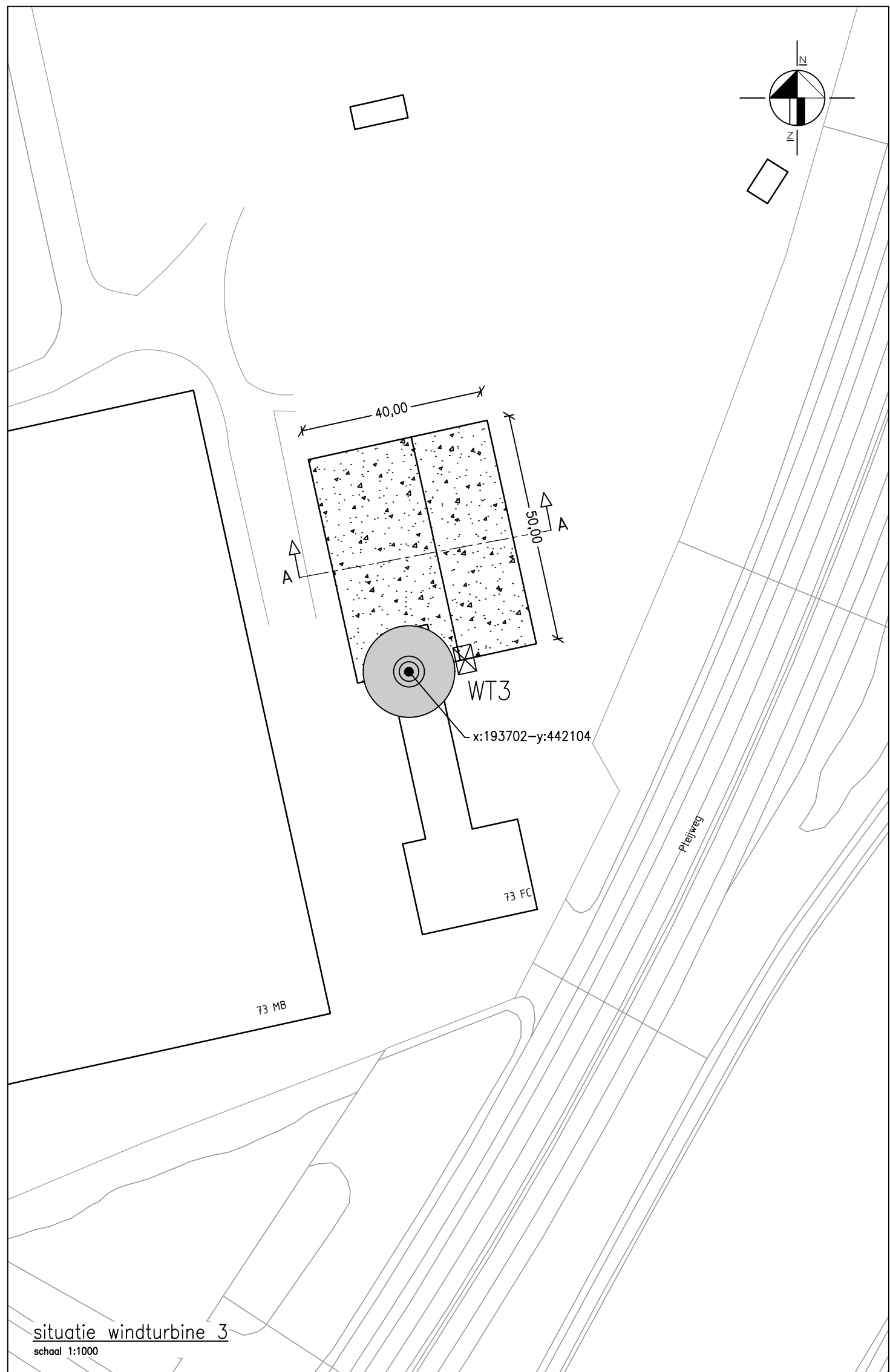
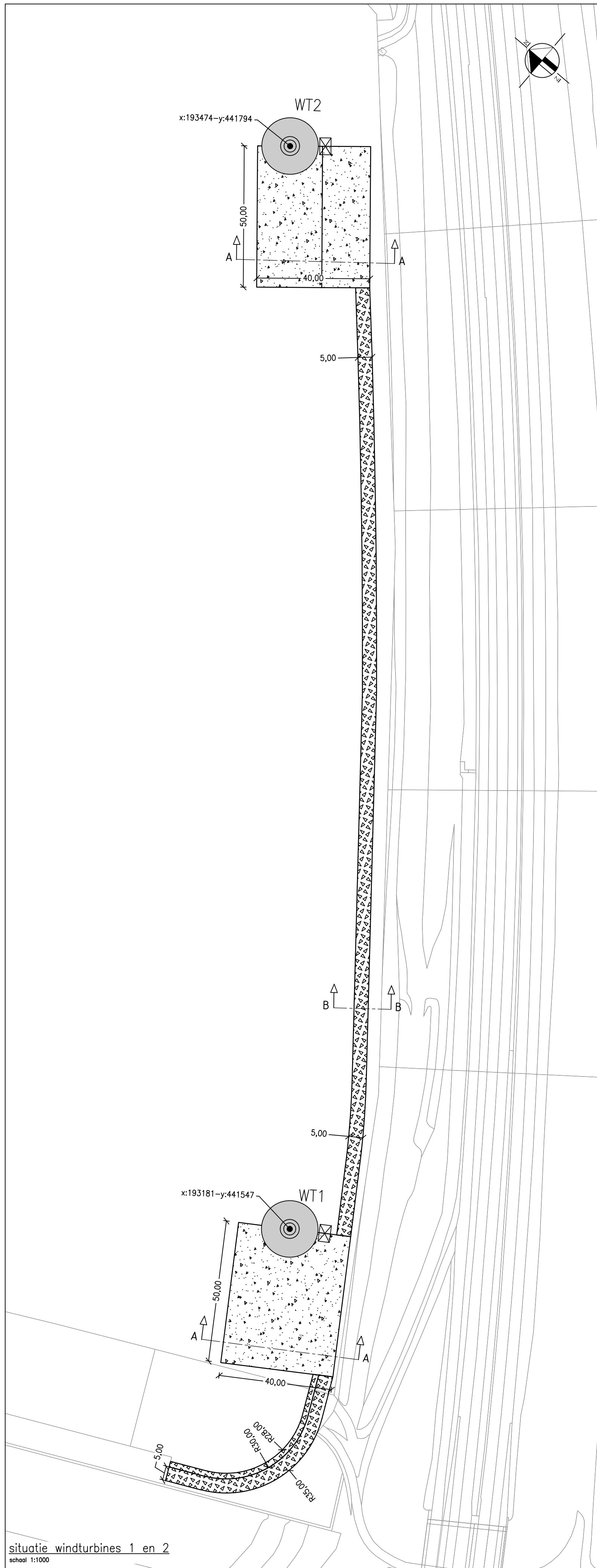
MUG
ingenieursbureau

Infra
Geu-CT
Arnhemse
Geo-informatie

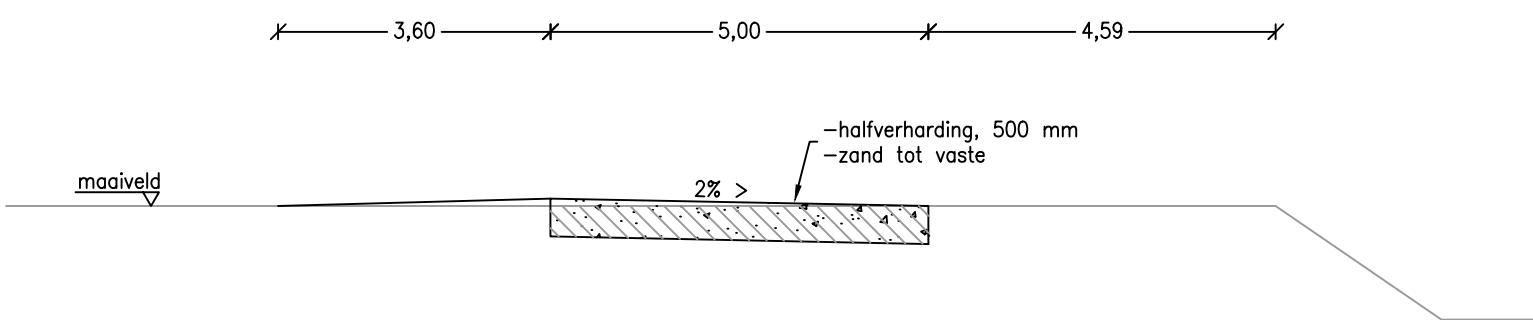
Zerkelalan 8
Postbus 106
5159 AC LEEK
Tel: 0594 75 24 20
Fax: 0594 75 24 99

E-mail: info@mug.nl
Internet: www.mug.nl

CONCEPT



Principe profiel opstellocatie A-A
schaal 1:1000

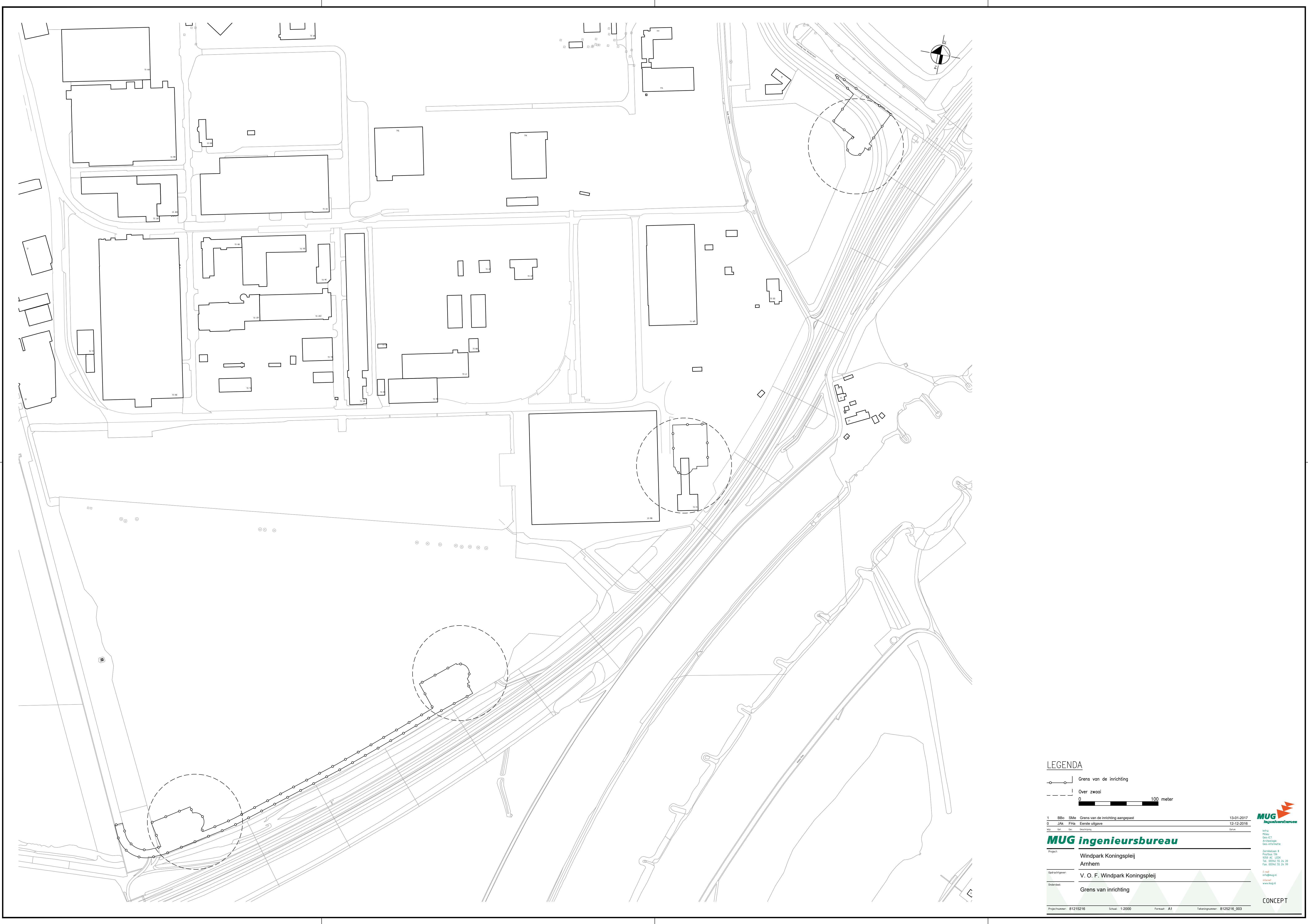


Principe profiel toegangsweg B-B
schaal 1:100

LEGENDA

- bestaande bebouwing
 - fundering windturbine afmeting Ø20 m
 - indicatieve locatie mogelijke inkoopstapen en/of trafohuisje
 - opstellocatie
 - toegangsweg 5 m breed
 - WT4 windturbine nummer
 - ontgraven
- 0 50 meter

6	BBo	SMa	Principe profielen toegevoegd	13-01-2017
5	JAA	SMa	Inkooplocatie en/of trafohuisje toegevoegd	21-12-2016
0	JAA	FHa	Eerste uitgave	14-11-2016
Vgl.	Get	Get	Beschrijving	Batuu
MUG ingenieursbureau				
Project:				Zernikelaan 9 Postbus 105 5359 AC LEEK Tel: 0594 55 24 20 Fax: 0594 55 24 99
Opdrachtgever:				V. O. F. Windpark Koningspleij
Onderdeel:				Windturbines 1 t/m 4
Projectnummer: 01215216 Schaal: 1:1000 / 1:100 Formaat: A1 Tekeningnummer: 0125216_002				



LEGENDA

- Grens van de inrichting
- Over zwaai
- 0 100 meter

1	BBo	SMe	Grens van de inrichting aangepast	13-01-2017
0	JAK	FHa	Eerste uitgave	12-12-2016
Vijl	Get	Get	Berekening	Bereik
MUG ingenieursbureau				
Project:				Zerniklaan 9 Postbus 106 9300 AC LEEK Tel: 0524 55 24 20 Fax: 0524 55 24 99
Opdrachtgever:				V. O. F. Windpark Koningspleij
Onderdeel:				Grens van inrichting
Projectnummer: 81215216 Schaal: 1:2000 Formaat: A1 Tekeningnummer: 8125216_003				

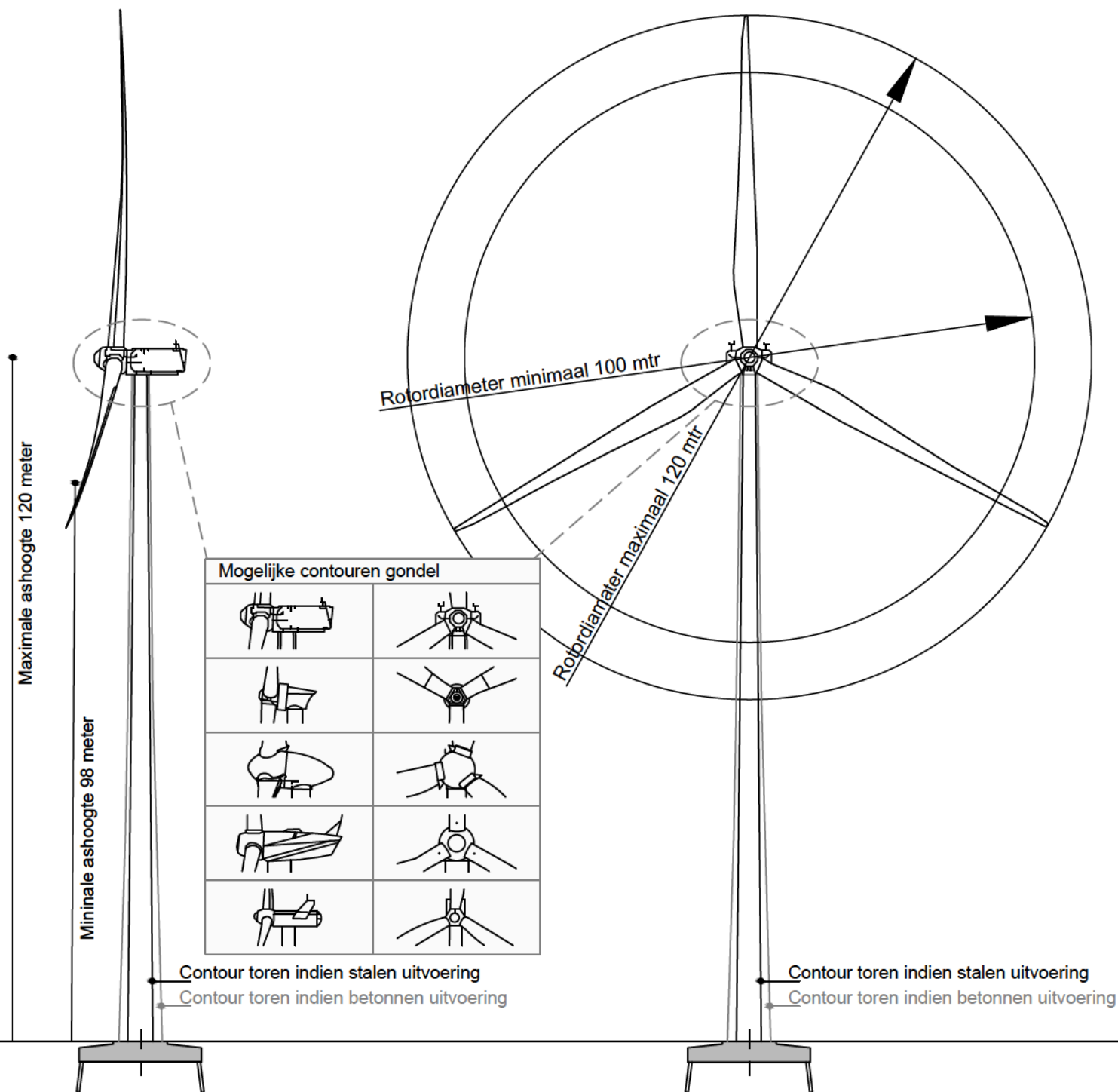


MUG
ingenieursbureau

Infra
GeacCT
Aanpak
Geoinformatie



CONCEPT



Aanzicht Windturbine
Windpark Koningspleij
Gemeente Arnhem

Opdrachtgever: Tauw bv

Get.:
WDK

Datum:
28-11-2016

Formaat:
A4

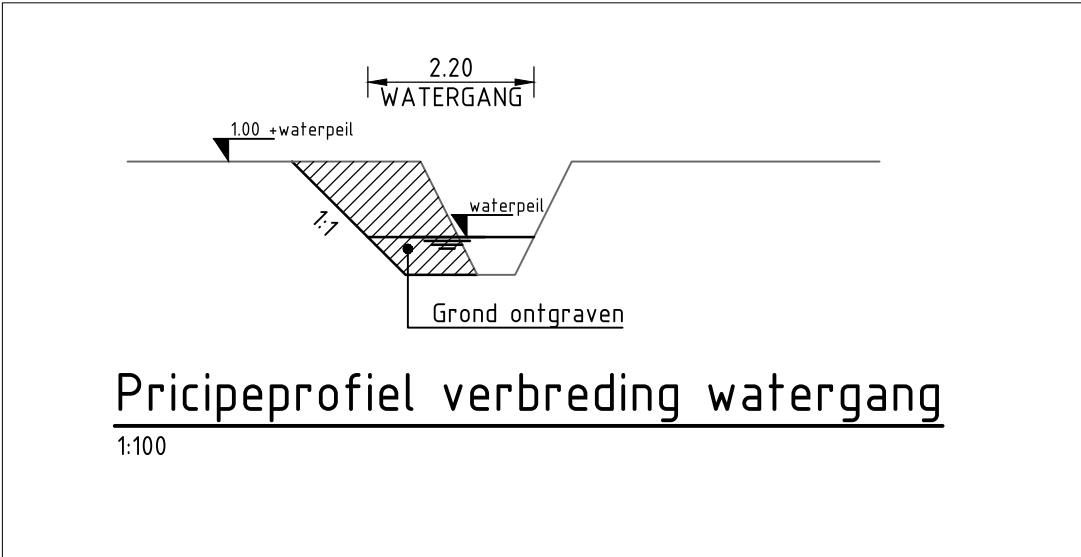
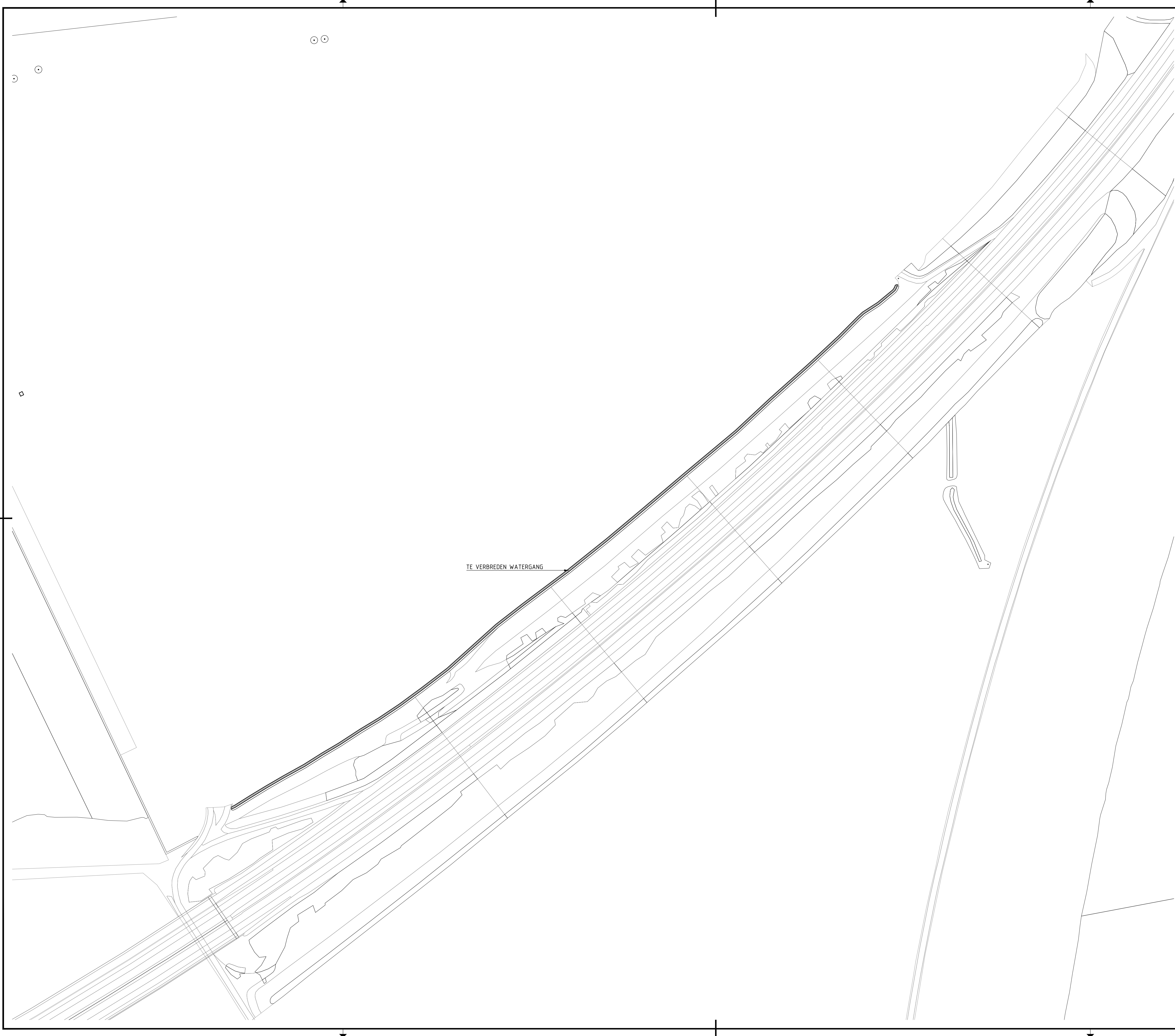
Schaal:
1:1000

Tekeningnummer:
Windturbine_Koningspleij.dwg



GIS/CAD
Ondersteuning
en software

Dalenstraat 4B, 5466 PM Eerde
Tel: 06-11640009
E-mail: info@bragis.nl
Web: www.bragis.nl



- OPMERKINGEN:
- Maten in meters, tenzij anders aangegeven
 - Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P.
 - Dimensies van materialen in millimeters
 - Coördinaten in RD-stelsel





Tauw

Zekeringstraat 43 g
1014 BV Amsterdam
Telefoon (020) 606 32 22
www.tauw.nl

Opdrachtgever

Pleij BV

Project

Industrierrein Koningspleij – Arnhem

Verbreding watergang

Onderdeel

Principeprofiel verbreding watergang

Documentnummer		Blad	van	Documenttype
Datum Gefek. Gec.		XIV Schaal 1:1000 / 1:100		
Projectnummer 1265464		Tekeningnummer 1		Status CONCEPT
				Formaat A1

Wijz.	Aard der wijziging			Datum	Get.	Gec.
A						
B						
C						
D						