

RAPPORT

Windpark Maasvlakte 2

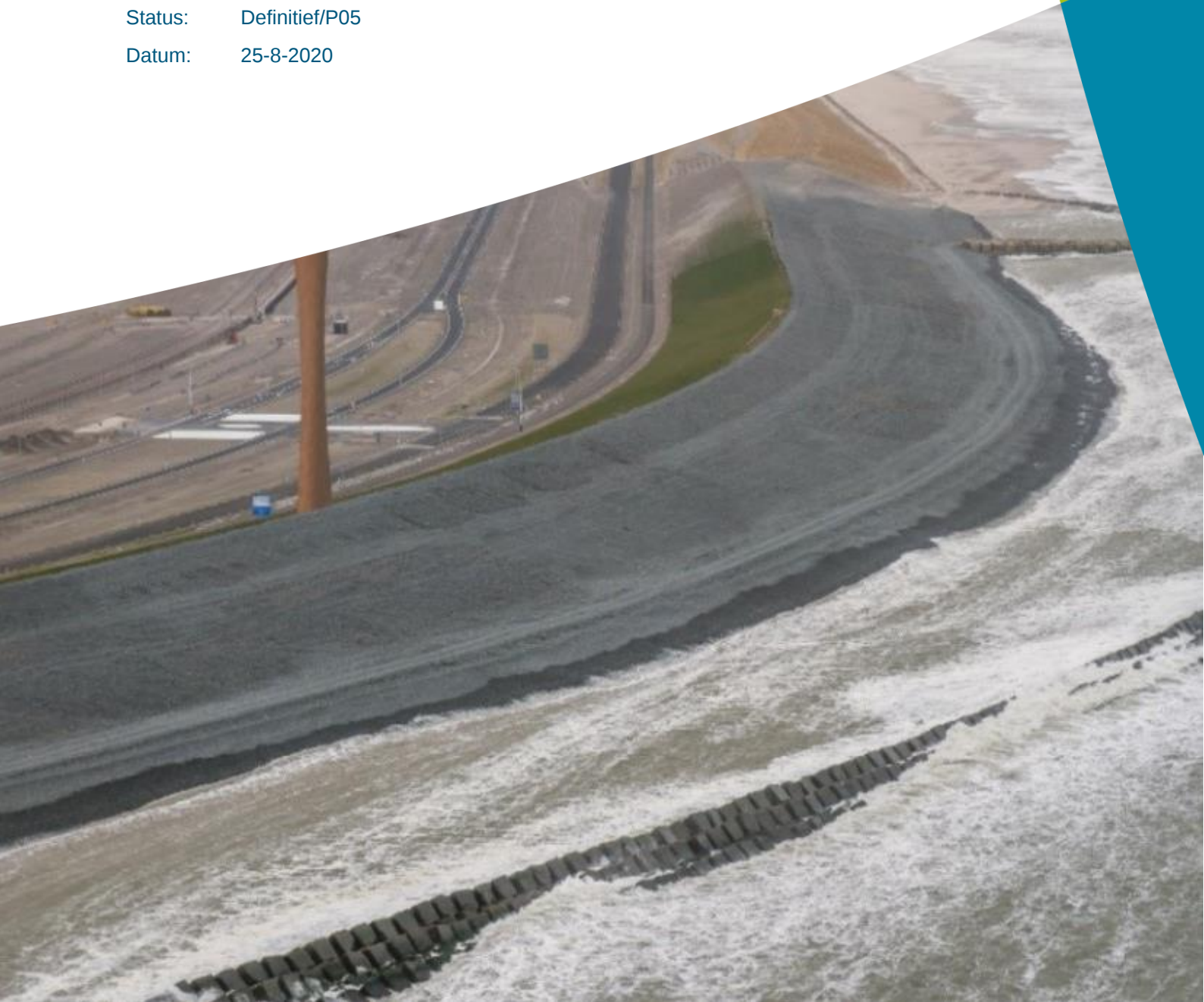
Beoordeling invloed op weringsveiligheid

Klant: Eneco Wind B.V.

Referentie: BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-G-0003

Status: Definitief/P05

Datum: 25-8-2020



Titel document: Windpark Maasvlakte 2

Ondertitel: Beoordeling geringveiligheid WP Maasvlakte 2
Referentie: BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-G-0003
Status: P05/Definitief
Datum: 25-8-2020
Projectnaam: WP Maasvlakte
Projectnummer: BG8375
Auteur(s): [REDACTED]

Opgesteld door: [REDACTED]

Gecontroleerd door: [REDACTED]

Datum:

Goedgekeurd door: [REDACTED]

Datum:

Classificatie

Projectgerelateerd



Behoudens andersluidende afspraken met de Opdrachtgever, mag niets uit dit document worden verveelvoudigd of openbaar gemaakt of worden gebruikt voor een ander doel dan waarvoor het document is vervaardigd. HaskoningDHV Nederland B.V. aanvaardt geen enkele verantwoordelijkheid of aansprakelijkheid voor dit document, anders dan jegens de Opdrachtgever.

Inhoud

Samenvatting en conclusie	1
1 Inleiding	7
1.1 Aanleiding	7
1.2 Probleemstelling	7
1.3 Doelstelling	8
2 Beschrijving aanpak	9
2.1 Aanpak beoordeling HZ en OZ	9
2.1.1 Beoordeling effecten op waterkerend vermogen	9
2.1.2 Beoordeling effecten op beheer en onderhoud	11
2.1.3 Beoordeling effecten op uitbreidbaarheid	11
2.2 Aanpak beoordeling ZZ	11
2.2.1 Beoordeling effecten op weringveiligheid	11
2.2.2 Beoordeling effecten op beheer en onderhoud	11
2.2.3 Beoordeling effecten op uitbreidbaarheid	11
3 Projectomschrijving	12
3.1 Situatiebeschrijving	12
3.2 Harde Zeewering	13
3.3 Overgangszone	14
3.4 Zachte Zeewering	16
3.5 Windparkonderdelen	17
3.5.1 Windturbines en fundaties bij de HZ	17
3.5.2 Kraanopstelplaats	18
3.5.3 Toegangswegen en bouwwegen	18
3.5.4 Windparkbekabeling	21
3.6 Projectfasering	22
4 Eisen voor de Zeewering	23
4.1 Normspecificatie	23
4.2 Eisen ten aanzien van waterkerend vermogen	23
4.3 Eisen ten aanzien van toekomstvastheid	24
4.4 Eisen ten aanzien van beheer en onderhoud	25
4.5 Constructieve eisen	26
4.6 Eisen uit Risicobeheersplan	27
4.7 Specifieke aandachtspunten	29
5 Uitgangspunten en randvoorwaarden	30
5.1 Bodemopbouw en geologie	30

5.2	Grondparameters	32
5.3	Waterstanden en hydraulische belastingen	33
5.4	Funderingsontwerp	34
5.4.1	Fundering windturbines op de Harde Zeewering	34
5.4.2	Zachte zeewering	37
5.5	Bouwfasering	39
5.5.1	Harde Zeewering	39
5.5.2	Zachte Zeewering (ZZ)	42
5.6	Verwijderingsfase	42
6	Belastingen	44
6.1	Belastingen tijdens de bouwfase	44
6.1.1	Kruinbelasting	44
6.1.2	Belasting grondterp	44
6.1.3	Belasting kraanopstelplaats	44
6.1.4	Grondversnellingen door trillingen gedurende de bouwfase	44
6.1.5	Wateroverspanningen	47
6.1.6	Verdichting ondergrond	47
6.1.7	Ontgravingen en ophoging	47
6.2	Belastingen tijdens de gebruiksfase	48
6.3	Belastingen tijdens de verwijderingsfase	50
7	Beoordeling ondergrondse effecten Harde Zeewering en Overgangszone	51
7.1	Selectie relevante faalmechanismen o.b.v. kwalitatieve analyse	51
7.2	Beoordeling effecten op overloop en golfoverslag (HT)	55
7.3	Beoordeling effecten op binnenwaartse stabiliteit (STBI)	58
7.4	Beoordeling effecten op buitenwaartse stabiliteit (STBU)	63
7.5	Beoordeling effecten voor bekleding	65
7.6	Beoordeling effecten voorland/zettingsvloeiing	66
7.7	Beoordeling effecten standzekerheid buitentalud/blokkendam	67
7.8	Beoordeling effecten op uitbreidbaarheid en onderhoud	70
7.9	Beoordeling verwijdering funderingssysteem	70
8	Beoordeling ondergrondse effecten Zachte Zeewering	72
9	Beoordeling bovengrondse effecten Harde Zeewering/Overgangszone	76
9.1	Algemeen	76
9.2	Faalscenario's	76
9.3	Faalfrequentienorm	77
9.4	Methodiek	77
9.5	Trefkanszones	78

9.6	Raakfrequenties	78
9.7	Restprofiel wering en kans op kritieke hydraulische belastingsituatie tijdens herstel	80
9.7.1	Te verwachten kraterdiepte	80
9.7.2	Kans op kritieke hydraulische belastingen tijdens herstel	80
9.8	Additionele faalkans	81
9.9	Omvallen kraan	83
10	Bovengrondse effecten Zachte Zeewering	84
11	Beheer, onderhoud en uitbreidbaarheid	86
11.1	Harde Zeewering en Overgangszone	86
11.2	Zachte Zeewering	86
12	Uitbreidbaarheid zeewering	88
13	Monitoring	89
14	Referenties	90

Bijlagen

A1	Afleiding hydraulische belastingen HZ
A2	Bepaling kraterdiepte
A2.1	Inleiding
A2.2	Gewichten en afmetingen windturbine-onderdelen
A2.3	Wijze van bepaling kraterdiepte
A2.4	Inschatting kraterdiepte
A3	Raakfrequenties
A4	Stabiliteit gewapende grondconstructie HZ/OZ

Samenvatting en conclusie

In opdracht van Rijkswaterstaat (RWS) heeft Eneco samen met haar partners Pondera en Royal HaskoningDHV (RHDHV) de ontwikkeling van het Windpark Maasvlakte 2 (WP-MV2) in voorbereiding. Het windpark zal bestaan uit maximaal 22 windturbines op zowel de Harde Zeewering (HZ) als de Zachte Zeewering (ZZ) en de Overganszone (OZ). Deze beide zeeweringen vormen de Buitencontour (BC) van Maasvlakte 2 (MV2). De windturbines op de HZ en OZ worden gerealiseerd op een gewapende grondterp aan de binnenzijde van de wering. De windturbines van de ZZ worden gerealiseerd op een monopaal op het strand.

De zeewering van Maasvlakte 2 is ontworpen voor hydraulische condities (inclusief toeslagen voor golfploop en golfoverslag voor de HZ; bij de ZZ zit deze versleuteld in de verificatiewijze) met een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar (met als zichtjaar voor eventuele zeespiegelstijging 50 jaar na de aanleg, dus 2063). Onder deze condities dient de HZ bestand te zijn tegen een (gemiddeld) overslagdebiet van 10 l/s/m. Daarnaast geldt dat onder operationele omstandigheden bij een hydraulische conditie met een overschrijdingskans van 1/10 per jaar het overslagvolume kleiner moet zijn dan 1 l/s per m¹, op elke locatie langs de Binnenkruinlijn.

De bouw, exploitatie en ontmanteling van de windturbine(s) kunnen direct, dan wel indirect invloed hebben op de weringveiligheid.

Het doel van dit rapport is om voor zowel de HZ/OZ als de ZZ aan te tonen dat het windpark (plaatsen, gebruik en ontmantelen van de windturbines en bijbehorende civiele werken) er niet toe leidt dat de weringveiligheid in alle projectfasen niet gewaarborgd blijft. Beschouwd worden aspecten als het waterkerend vermogen, de uitbreidbaarheid en het beheer en onderhoud. Het beheer en onderhoud is in dit rapport alleen beschouwd voor de HZ en OZ; in een separaat rapport [1] wordt dit aspect beschouwd voor de ZZ.

Teneinde aan te tonen dat aan de hierboven gestelde wordt voldaan, zijn analyses uitgevoerd voor alle faalmechanismen die van belang zijn voor de weringveiligheid. Aangetoond wordt dat deze mogelijke gevolgen op de overschrijdingskans voldoende klein en acceptabel zijn. Maatregelen zijn voorgesteld indien effecten niet acceptabel worden geacht.

Voor de beoordeling van de kans op schade door een windturbine op of nabij een waterkering worden twee soorten effecten onderscheiden: *ondergrondse effecten* (bv. trillingen, kraanbelastingen) en *bovengrondse effecten* (falen van de windturbine of een onderdeel daarvan).

Voorgenoemde effecten zijn beschouwd voor 3 scenario's met betrekking tot de opstelling van het windpark: Alt 02 (Max), Alt 02 (min) en VKA.

Ontwerp

Het funderingsontwerp (fundatie op gewapende grondterp aan de binnenzijde) en de bouwfasering is zodanig ingestoken dat de effecten op de zeewering (bv. ontgravingen, trillingen, vervormingen, verweking, voorkomen overslag tijdens bouwfase etc.) geminimaliseerd worden (geen plaatsing damwanden). Het funderingssysteem is in de toekomst verwijderbaar. Specifieke ontwerpmaatregelen (bv. kleibekleding, 3D structuurmat, grasbetontegels en een drainagesysteem) worden toegepast om erosie te voorkomen. Uitvoeringszettingen worden gecompenseerd. Het ontwerp voorziet in een eventueel toekomstige verhoging. De wering blijft toegankelijk voor beheer en onderhoud.

Het funderingsontwerp bestaat uit de toepassing van een monopaal. Hiervoor is gekozen teneinde de effecten op de weringveiligheid te minimaliseren.

Analyse ondergrondse effecten op weringveiligheid HZ en OZ

Ten aanzien van de ondergronds effecten zijn er geen verschillen tussen de beschouwde scenario's Alt 02 (max), Alt 02 (min) en VKA.

De effecten op de mechanismen 'overlopen' en 'golfoverslag' (hoogte) zijn beoordeeld. Zetting door de aanleg van de grondterpen en fundaties (zetting en zettingsverdichting) kan leiden tot een afname van de kruinhoogte van 10 tot 15 cm. De volgende beheers- en compenserende maatregelen zijn voorzien:

- Monitoren van o.a. de kruindaling en trillingen;
- Compenseren van de opgetreden zetting door ophoging van de kruin volgens de oorspronkelijk opbouw met steen en klei (categorie 1).
- Aanbrengen van met zand gevulde big-bags op de kruin (vermindering van eventuele overslag) tijdens ontgraving van het binnentalud en opbouw van de grondterp en fundatie.

Er zijn geen zettingen (en daarmee een effect op overslag) te verwachten ter plaatse van de blokkendam ten gevolge van het windpark:

- De ondergrond is niet verwekings- en zettingsgevoelig;
- Geen effect aanleg terp op zetting van de diepere ondergrond;
- Trillingen (windturbine, bouwverkeer en heien damwand/monopaal) vinden plaats op meer dan 100 m afstand en leiden daarmee niet tot verdichting van de ondergrond of herschikking van de blokkendam.

De effecten op de macrostabiliteit binnenwaarts zijn gedetailleerd beoordeeld door middel van glijvlakberekeningen. Het volgende is geconcludeerd:

- De ontgraving voor de aanleg van de grondterpen is stabiel, mits de uitvoering plaats vindt onder operationele omstandigheden (niet stormcondities; waterstand met herhalingstijd van 10 jaar);
- De grondterp is ontworpen op basis van de hoogste betrouwbaarheidsklasse RC3. De terp biedt extra weerstand tegen afschuiven en heeft geen nadelig effect op de stabiliteit.
- Aanbrengen van de paalfundering is acceptabel aangezien een trillingsarm en grondverdringend paalsysteem wordt toegepast. Er is hierdoor geen belastingtoename.
- De wering voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor bij tijdelijke ontgravingen ten behoeve van de aanleg van kabels en leidingen. De kabels en leidingen worden op 1,5 m uit de teen aangelegd zodat een eventuele toekomstige verhoging/verbreding van het binnentalud niet belemmerd wordt. De uitvoering dient buiten het stormseizoen plaats te vinden
- Tijdens de bouwfase kunnen trillingen door heien van een monopaal van een windturbine op de ZZ leiden tot een geringe afname van de stabiliteit, maar de veiligheid blijft boven het vereiste niveau.
- Tijdens de gebruiksfase leiden trillingen van de windturbine tot een geringe afname van de stabiliteit, maar de veiligheid blijft boven het vereiste niveau.
- Er zijn geen aanvullende, stabiliteitsverhogende maatregelen voorzien.

Een eventuele toekomstige verhoging/verbreding van de wering (met een zichttermijn van 50 jaar en ontmanteling van het windpark na 25 jaar) wordt door de aanwezigheid van de windturbines niet belemmerd. De bereikbaarheid voor beheer en onderhoud wijzigt niet.

Aan de buitenzijde bevindt zich een stenig duin. De effecten op de macrostabiliteit buitenwaarts zijn gedetailleerd beoordeeld en zijn gering. Aan de buitenzijde vinden geen werkzaamheden plaats en

daarmee geen verstoring. De berekende stabiliteitsfactor voldoet aan de eis. Er zijn geen aanvullende maatregelen voorzien.

Het mechanisme 'piping' is niet relevant aangezien sprake is van een zanddijk op een zandondergrond en er geen sprake is van een waterstandsverschil. Ook na de bouw van de windturbines is er bovendien geen grensvlak waarlangs zandmeevoerende wellen kunnen ontstaan. De fundering is ook gelegen ruim boven het niveau van de maatgevende hoogwaterstand.

Het mechanisme 'microstabiliteit' is niet van belang aangezien er geen sprake is van een waterstandsverschil.

De effecten op de klei- en grasbekleding zijn kwalitatief beoordeeld. Ter plaatse van de gewapende grondterpen zal de bestaande kleibekleding worden ontgraven en de grasmat mogelijk worden beschadigd. De plaatsing en aanwezigheid van de windturbines wordt acceptabel geacht om de volgende redenen:

- Tijdens de uitvoering worden op de kruin bigbags geplaatst ter voorkomen van golfoverslag;
- De grondterpen worden afgewerkt met 0,70 m klei (categorie 1) en grasbetontegels;
- De kleibekleding langs de buitencontouren van de grondterp en ter plaatse van het platform met trappen, worden versterkt teruggebracht (circa 1,0 m kleidikte categorie 1);
- Er wordt een permanente 3D-structuurmat aangebracht op de kruin en het binnentalud (ook ter plaatse van het platform met trappen) om de erosiebestendigheid te garanderen, indien de nieuwe grasmat nog niet volledig is hersteld voor aanvang van het stormseizoen. Hiermee zijn beschadigingen aan de grasmat t.g.v. wegverkeer eveneens hersteld;
- Er wordt een drainagesysteem (grindkist) toegepast om erosie (b.v. regenval en overslag) te voorkomen;
- De uitvoering van de bekabeling wordt zorgvuldig verricht met herstel van de 'oorspronkelijke bodemopbouw';
- Voor een goede aansluiting gezorgd wordt tussen de grondterp van de fundering en de bestaande bekleding;
- Aanvullende maatregelen worden genomen bij stormcondities 1:10.000 (zie toelichting in paragraaf 5.5.1).

De effecten op de stabiliteit van het voorland zijn kwalitatief beoordeeld op basis van aangeleverde gegevens ten aanzien van de eigenschappen van het zand waaruit de wering en ondergrond is opgebouwd (conclusie: niet verwekingsgevoelig) en de geometrie welke ongewijzigd blijft. Er wordt geconcludeerd dat de plaatsing en aanwezigheid van het windpark geen effect zal hebben op de stabiliteit van het voorland.

Door uitvoering onder dagelijkse omstandigheden en met monitoring van vervormingen en trillingen worden de negatieve effecten tijdens de uitvoering acceptabel geacht.

Aan het eind van de bouw- en verwijderingsfase worden alle onderdelen verwijderd (met een mogelijke uitzondering van de funderingspalen in de HZ); het verwijderen van funderingspalen is mogelijk. Een eventuele toekomstige verhoging/verbreding van de wering (met een zichttermijn van 50 jaar en ontmanteling van het windpark na 25 jaar) wordt door de aanwezigheid van de windturbines niet belemmerd. De bereikbaarheid voor beheer en onderhoud wijzigt niet.

Ondergrondse effecten ZZ

Ondergrondse effecten op het duin worden met name veroorzaakt door trillingen tijdens het aanbrengen van damwanden (t.b.v. realisatie van de terp) en het aanbrengen van de monopalen. Ten aanzien van de

ondergrondse effecten zijn er geen verschillen tussen de beschouwde scenario's Alt 02 (max), Alt 02 (min) en VKA.

De effecten op de macrostabiliteit zijn beperkt; er worden geen volumes zand verwijderd. Bij eventueel lokale afschuivingen is herstel gemakkelijk en dient plaats te vinden door herbepplanting van helmgras en uitgevoerd te worden in zand met een korreldiameter van 333 µm of meer.

Zoals voor de HZ is aangegeven heeft de plaatsing en aanwezigheid van het windpark geen noemenswaardig effect op de stabiliteit van het voorland. Eventuele zakking door verdichting van losgepakte zandlagen onder invloed van trillingen kan gemakkelijk worden hersteld door middel van aanvullen met zand.

De aanleg van speciale duinwegovergangen voorkomt hoge belastingen bij taludranden. Hiervoor dient zand afgegraven te worden. De navolgende maatregelen worden genomen zodat er geen effect is op de veiligheid van de zeewering:

- Het af te graven zand voor de duindoorsteek wordt hergebruikt op dezelfde locatie. Er is dus geen sprake van een afname van zandvolume;
- Begroeiing wordt hersteld (helmgras).

De bekabeling wordt door middel van een gestuurde boring aangelegd binnen een tijdelijke pers- en ontvangstuip (na gebruik te verwijderen) met onderwaterbeton. Hiermee ontstaat er lokaal en tijdelijk een hard punt en kan eventueel erosie door oppervlakteafstroming (effect gering, stroomsnelheden zijn laag) optreden. De verdwenen zandvolumes dienen te worden hersteld gedurende de bouwfase. Tijdens periodes van storm dient de bouwkuip te worden gevuld met zand om het ontstaan van een erosiepunt te voorkomen. Aan het eind van de bouwfase dienen de damwanden verwijderd te worden en – waar van toepassing – de begroeiing te worden hersteld. Het onderwaterbeton bevindt zich onder de steenbestorting en het afslagprofiel en wordt niet verwijderd; het heeft geen invloed op de weringveiligheid. Tijdens de ontmanteling van het windpark aan het einde van de levensduur, kan het onderwaterbeton eventueel alsnog verwijderd worden.

De uitbreidbaarheid en de bereikbaarheid voor beheer en onderhoud wijzigt niet ten gevolge van de aanleg van het windpark. Anti-stuifmaatregelen zijn voorzien om negatieve effecten op bijvoorbeeld het verkeer, te voorkomen.

Analyse bovengrondse effecten HZ en OZ

De analyse van de bovengrondse effecten is gebaseerd op de faalfrequenties van windturbines voor de volgende faalscenario's:

- Mastbreuk (inclusief gondel/rotor)
- Neerstorten van de gondel en/of de rotor
- Bladbreuk bij nominaal toerental en overtoeren (2x nominaal)

Bij neerkomen van een windturbineonderdeel zal schade aan de waterkering optreden door kratervorming of door afschuiving als gevolg van een schokgolf. In dat geval is er een gereduceerd waterkerend vermogen. Er wordt vanuit gegaan dat het aanbrengen van een noodoplossing **maximaal 14 dagen** duurt waarbij de waterveiligheidsfunctie weer hersteld is. Dit wordt gewaarborgd in het Integraal Veiligheidsplan (IVP) [21]. De hydraulische belasting die tijdens deze herstelperiode nog kan worden gekeerd bepaalt de kans dat de zeewering faalt. Vervolgens dient de wering in oorspronkelijke staat hersteld te worden voorafgaand aan het volgende stormseizoen.

De wering is ingedeeld in zones waarvoor per faalscenario de trefkansen zijn berekend: binnentalud, kruin, buitentalud en blokkendam. Het voorland zeewaarts van de blokkendam is niet beschouwd vanwege de aanwezige waterdiepte en de daardoor geringe kans op schade.

In de beoordeling wordt gewerkt van grof naar fijn. In eerste instantie zijn alle zones samen beschouwd als kritische strook: aangenomen wordt dat het neerkomen in deze strook zal leiden tot falen van de zeewering.

Vermenigvuldiging van de faalfrequentie en de trefkans resulteert in de raakfrequentie.

In de beoordeling wordt voor de maximaal toelaatbare toename van de faalkans van de wering een eis van 1% van de autonome normfrequentie gehanteerd. De **totale faalkans** van de waterkering voor het **gehele** windpark dient kleiner te zijn dan:

$$P_{\text{eis;MECH;DSN;1\%}} = 1/10.000 * 1\% = 1,0 \cdot 10^{-6}$$

Opgemerkt wordt dat het uitgangspunt van de beschouwing van de totale frequentie een conservatieve benadering is. Hierbij worden de trefkansen van alle windturbines die invloed hebben op de HZ/OZ bij elkaar opgeteld voor alle relevante trefzones.

In de effectanalyse is de additionele faalkans van de waterkering ($P_{\text{MECH;Additioneel}}$) gelijkgesteld aan de raakfrequentie (gesommeerd van alle windturbines) maal de kans op een kritieke hydraulische belastingsituatie tijdens het stormseizoen binnen de vereiste tijd voor noodreparatie aan de waterkering ($P_{\text{falen herstel}}$).

Ten aanzien van de bovengrondse effecten zijn er kleine verschillen tussen de beschouwde scenario's Alt 02 (max), Alt 02 (min) en VKA. Voor elk scenario is aangetoond dat $P_{\text{MECH;Additioneel}} \leq 1,0 \cdot 10^{-6}$ ($P_{\text{eis;MECH;DSN;1\%}}$). Er is daarom geen nader onderscheid meer gemaakt tussen de verschillende trefkanszones.

De kraanopstelplaatsen zijn gedimensioneerd op de te verwachten kraanbelastingen. Het omvallen van een kraan is niet maatgevend ten opzichte van mastfalen of gondelval, ook al omdat de werkzaamheden plaatsvinden buiten het stormseizoen. De lokaal ontstane schade dient binnen 14 dagen hersteld te worden en voor aanvang van het stormseizoen.. Dit wordt gewaarborgd in het Integraal Veiligheidsplan (IVP) [21].

Analyse bovengrondse effecten ZZ

De aanwezigheid van windturbines op het strand van de ZZ heeft invloed op de morfologische processen maar een analyse (in [1]) laat zien dat dit een beperkt negatief effect is. Dit aspect, de effecten op de waterveiligheid en de te nemen maatregelen (het vergroten van het minimum duinvolume) zijn in detail onderzocht en beschreven in [1]. Om lokale ontgroningen te voorkomen (zie [1]) wordt een erosiebescherming rondom alle windturbines aangebracht op minimaal 1 m beneden de minimum bodemligging bij elke windturbine zodat er te allen tijde ruime zanddekking aanwezig is

Door het falen van een windturbine of een onderdeel daarvan en bij het omvallen van een kraan zal kratervorming kunnen ontstaan, zowel op de duinen als op het strand. Het restprofiel zal niet noemenswaardig afwijken van het vóór afschuiving aanwezige profiel; er wordt geen volume zand verwijderd. Daarnaast betreft het een lokale verandering, die echter wel het erosieproces kan beïnvloeden (aanwezigheid hard object en krater).

Herstel is gemakkelijk uitvoerbaar en dient binnen 14 dagen plaats te vinden door, anti-stuifmaatregelen, herbeplanting van helmgras op de duinen en het binnen enkele werkdagen aanvullen van de kraters met zand met een korreldiameter van 333 µm of meer. Dit wordt gewaarborgd in het Integraal Veiligheidsplan (IVP) en is ook opgenomen in het V&G.

Er zijn geen grote verschillen tussen de beschouwde scenario's Alt 02 (max), Alt 02 (min) en VKA.

Alhoewel de kraanopstelplaatsen (op een terp mogelijk omgeven door damwanden en geotubes) tijdelijk van aard zijn, is het mogelijk dat ze tijdens het winterstormseizoen op het strand zullen staan en daardoor een mogelijk risico voor de veiligheid van de waterkering kunnen vormen. Dit aspect is in detail onderzocht in [1]. Na de bouw worden de kraanopstelplaatsen verwijderd waarbij alleen het gebruikte zand (met korreldiameter van minstens 330 µm) achterblijft (toename totale zandvolume).

Transport naar de windturbinelocatie zal plaatsvinden via 2 bestaande (P5 en P6) en 2 nieuwe duinovergangen. Het af te graven zand wordt hergebruikt op dezelfde locatie waarmee een afname van zandvolume wordt voorkomen. Eventuele compenserende maatregelen (zoals zandbuffers) worden in grof zand ($D_{50} > 333 \mu\text{m}$) uitgevoerd en dienen beplant te worden met helmgras. Anti-stuifmaatregelen (rijshoutschermen) zijn voorzien om negatieve effecten op bijvoorbeeld het verkeer, te voorkomen.

De transportbaan op het strand (parallel aan de duinen) zal in principe bestaan uit Stelconplaten (of vergelijkbaar) omdat deze NWO's potentieel geen negatief effect hebben op het faalmechanisme duinafslag zodat ze gedurende het stormseizoen kunnen blijven liggen. Indien aanvullend gekozen wordt voor de toepassing van rijplaten, dan dienen deze bij aandiening van een storm verwijderd te worden (gewaarborgd in het Integraal Veiligheidsplan (IVP) [21]) naar een te realiseren opslaglocatie (landinwaarts van de wering).

Monitoring

Middels het monitoringsplan wordt aangetoond dat het veiligheidsniveau van de Zeewering gewaarborgd blijft. Dit monitoringsplan is door Tauw opgesteld [12].

Er wordt gemonitord in het kader van risicobeheersing, veiligheid en toestandsbepaling. Apart van het monitoringsplan maakt de uitvoerende partij een escalatieplan, voor de gevallen waarbij tijdens de werkzaamheden buiten de kaders van het monitoringsplan wordt getreden.

Een belangrijk onderdeel vormt de standzekerheid van de blokkendam. In het monitoringsplan is hier extra aandacht aan besteed. Middels het monitoringsplan wordt de hoogte van de blokkendam in beeld gebracht en kan een oordeel gegeven worden over dit hoogtebeeld ten tijde van realisatie, exploitatie en ontmanteling van de windturbines (levensduur 25 jaar). Ook omliggende objecten (zoals de radartoren) en het omliggende wegennet worden gemonitord.

Conclusie

Op basis van de uitgevoerde analyses is aangetoond dat:

- het windpark (plaatsen, gebruik en ontmantelen van de windturbines en bijbehorende civiele werken) de weringveiligheid in alle projectfasen waarborgt mits de benoemde maatregelen uitgevoerd worden;
- het beheer, onderhoud en inspectie niet belemmerd wordt;
- er ruimte blijft voor toekomstige versterking van de kering.

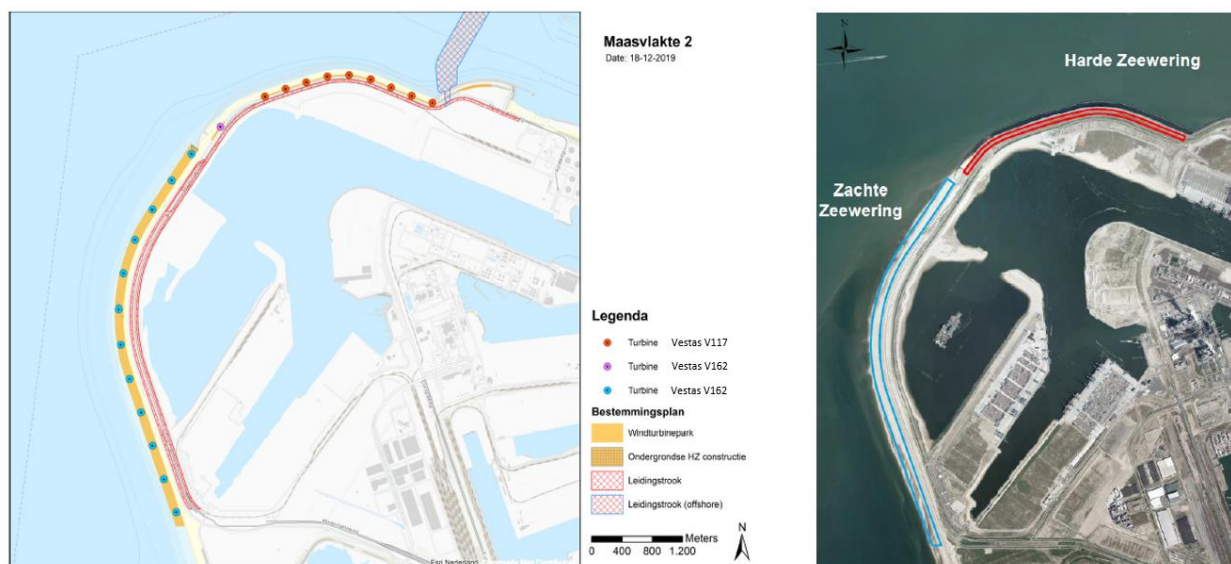
Realisatie van het windpark is daarmee geen belemmering voor de weringveiligheid.

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

In opdracht van Rijkswaterstaat (RWS) heeft Eneco samen met haar partners Pondera en Royal HaskoningDHV (RHDHV) de ontwikkeling van het Windpark Maasvlakte 2 (WP-MV2) in voorbereiding. Het windpark zal bestaan uit 22 windturbines met een gezamenlijk vermogen van ruim 100 MW. Het windpark zal gerealiseerd worden op zowel de Harde Zeewering (HZ) als de Zachte Zeewering (ZZ), zie Figuur 1. Deze beide zeeweringen vormen de Buitencontour (BC) van Maasvlakte 2 (MV2). De ZZ is een zandige waterkering bestaande uit een strand met een achterliggend duin. De HZ bestaat uit een blokkendam, tussenwater en een stenig duin. Het stenig duin bestaat uit een zandkern met buitentalud en deel kruin bedekt met breuksteen en met binnentalud en deel kruin afgedekt met klei en graszode.

In onderstaande figuur is de locatie van het windpark, inclusief de specifieke windturbineposities opgenomen.



Figuur 1: locatie windpark Maasvlakte 2

In deze fase van het project worden nog meerdere typen windturbine overwogen. In deze beoordeling wordt uitgegaan van de volgende basisopstelling en bijbehorende bandbreedtes:

- 9 windturbines op de HZ met een rotordiameter tussen de 115 en 120 meter en een masthoogte tussen 67 en 76 meter;
- 1 windturbine op HZ met een rotordiameter tussen de 150 en 162 meter en een masthoogte tussen de 101 en 107 meter;
- 12 windturbines op ZZ met een rotordiameter tussen de 150 en 162 meter en een masthoogte tussen de 101 en 107 meter.

1.2 Probleemstelling

De zeewering is onderdeel van het waterstaatswerk Noordzee waardoor de Waterwet van toepassing is. In het kader van deze wet stelt het bevoegd gezag (RWS) eisen aan de wijze waarop het windpark in de zeewering zal worden aangelegd, geëxploiteerd en ontmanteld.

De zeewering van Maasvlakte 2 is ontworpen voor hydraulische condities (inclusief toeslagen voor golfploop en golfoverslag voor de HZ; bij de ZZ zit deze versleuteld in de verificatiewijze) met een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar (met als zichtjaar voor eventuele zeespiegelstijging 50 jaar na de aanleg, dus 2063). Onder deze condities dient de HZ bestand te zijn tegen een (gemiddeld) overslagdebiet van 10 l/s/m. Daarnaast geldt dat onder operationele omstandigheden bij een hydraulische conditie met een overschrijdingskans van 1/10 per jaar het overslagvolume kleiner moet zijn dan 1 l/s per m¹, op elke locatie langs de Binnenkruinlijn.

De bouw, exploitatie en ontmanteling van de windturbine(s) kunnen direct, dan wel indirect invloed hebben op de weringveiligheid. Verschillende faalmechanismen van de zeewering kunnen nadelig worden beïnvloed, waardoor de overschrijdingskans toeneemt.

In het kader van de Waterwet dient daarom te worden aangetoond dat gedurende de gehele levenscyclus van het windpark aan de gestelde veiligheidseis voor de zeewering wordt voldaan. Met andere woorden, **de zeewering inclusief windturbines moet aantoonbaar bestand zijn tegen condities behorend bij een waterstand (met bijbehorende toeslagen voor golf- en weercondities en zeespiegelstijging) met een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar.**

Het referentiekader is de huidige weringveiligheid.

1.3 Doelstelling

Het doel van dit rapport is om voor zowel de HZ (inclusief OZ) als de ZZ aan te tonen dat het windpark geen nadelige gevolgen heeft voor de weringveiligheid. Hiervoor worden de volgende aspecten beschouwd:

- Het *waterkerend vermogen*: de (bouw)werken en bijbehorende activiteiten mogen geen nadelige invloed hebben op de hoogte en stabiliteit van de zeewering. De functie van de zeewering moet te allen tijde behouden blijven.
- Het *beheer en onderhoud*: beheer en onderhoud ter waarborging van de functie van de zeewering moet met conventionele methoden kunnen blijven plaatsvinden. Hierbij is tevens de doelstelling om het verstuiwen van zand en de effecten daarvan te beperken (ten minste gelijk te houden aan het niveau voorafgaand aan de werkzaamheden)
- De *uitbreidbaarheid*: om in de toekomst de weringveiligheid op orde te kunnen houden is extra ruimte gereserveerd om dijkverbeteringsmaatregelen uit te kunnen voeren (bv. maatregelen die samenhangen met zeespiegelstijging). Voor de HZ is dit 0,5 m op de kruin en het binnentalud; voor de ZZ zal dit in de vorm van toename van het zandvolume zijn. Deze ruimte dient open te worden gehouden.

Het referentiekader is de huidige veiligheid.

In de effectbeoordeling wordt onderscheid gemaakt tussen de Harde Zeewering (HZ) en Zachte Zeewering (ZZ).

2 Beschrijving aanpak

2.1 Aanpak beoordeling HZ en OZ

2.1.1 Beoordeling effecten op waterkerend vermogen

Teneinde aan te tonen dat aan de gestelde veiligheidseis wordt voldaan, zijn in navolgende hoofdstukken analyses uitgevoerd om te bepalen wat de gevolgen zijn van het windpark op alle faalmechanismen die van belang zijn voor de weringveiligheid. Aangetoond wordt dat het windpark (plaatsen, gebruik en ontmantelen van de windturbines en bijbehorende civiele werken) er niet toe leidt dat de zeewering minder goed bestand is tegen de ontwerpcondities. Opgemerkt wordt dat de beschreven aanpak identiek is voor de overgangsconstructie.

De HZ is zodanig ontworpen en gedimensioneerd dat deze de komende 50 jaar bestand is tegen een extreme mix van weer-, wind- en getijdecondities met een verschijningskans van 1:10.000 (inclusief toeslagen) en waarbij 10 liter per strekkende meter per seconde aan water over de dijkruin op het grasbeklede binnentalud spoelt. Aangetoond dient te worden dat de wijze van het plaatsen, exploiteren en ontmantelen van het windpark het minimale veiligheidsniveau van de harde zeewering niet vermindert. Teneinde te voldoen aan de gestelde veiligheidseis worden analyses uitgevoerd om te bepalen wat de gevolgen zijn van het windpark op alle faalmechanismen die van belang zijn voor de waterveiligheid. Aangetoond wordt dat het windpark (plaatsen, gebruik en ontmantelen van de windturbines en bijbehorende civiele werken) er niet toe leidt dat de zeewering minder goed bestand is tegen de ontwerpcondities.

Belangrijke aandachtspunten zijn o.a.:

- standzekerheid dijklichaam;
- standzekerheid blokkendam;
- effecten van falen van windturbines op de weringveiligheid;
- erosie binnentalud door golfoverslag (schade aan bekleding) en regenval;
- overgangsconstructie tussen HZ en ZZ;
- effect van trillingen installatie monopiles;
- effect van trillingen van de windturbines tijdens exploitatie;
- effect van zettingen.

Voor de beoordeling van de kans op schade door een windturbine op of nabij een waterkering worden twee soorten effecten onderscheiden:

1. *Ondergrondse effecten* van de bouw, gebruik en verwijderen van de windturbine en bijbehorende werken. Tot de ondergrondse effecten behoren o.a.:
 - Trillingen door heien van palen en/of damwanden ter plaatse van de ZZ;
 - Trillingen opgewekt door de windturbine;
 - Belastingtoename door transporten, kranen en materiaalopslag;
 - Afname weerstand door ontgravingen.
2. *Bovengrondse effecten* bij falen van de windturbine of een onderdeel hiervan tijdens de gebruiksfase. Tot deze effecten behoren schade door:
 - Mastbreuk;
 - Gondelval;
 - Bladworp.

Aanpak beoordeling van gevolgen voor waterkerend vermogen door ondergrondse effecten

De analyse van de gevolgen door ondergrondse effecten betreft een beoordeling van alle relevante faalmechanismen.

De te beschouwen faalmechanismen voor de HZ zijn:

- Afschuiven en/of erosie gras en kleibekleding;
- Macro-instabiliteit binnenwaarts;
- Macro-instabiliteit buitenwaarts;
- Instabiliteit van het voorland door afschuiving of zettingsvloeiing.

De faalmechanismen 'piping' en 'microstabiliteit' zijn niet beschouwd, aangezien deze niet van toepassing zijn op de zeewering. Er is geen sprake van een waterstandverschil, waardoor deze mechanismen niet kunnen optreden.

Kwalitatieve analyse

Voor elk faalmechanisme is eerst kwalitatief bepaald wat de mogelijke effecten van de windturbines zijn op de sterkte en/of de belasting van de zeewering. De effecten zijn geanalyseerd voor alle projectfasen:

- de bouwfase;
- de gebruiksfase;
- de verwijderingsfase.

Deze eerste stap betreft een grove en eenvoudige beoordeling. Als hieruit blijkt dat er geen ongunstig effect is, of dat de bijdrage van de windturbines aan de overschrijdingskans verwaarloosbaar klein is, dan blijft een gedetailleerde analyse achterwege.

Gedetailleerde beoordeling

In deze tweede stap wordt voor de relevante faalmechanismen **en** projectfasen een gedetailleerde beoordeling uitgevoerd op basis van berekeningen (bijvoorbeeld glijvlakberekeningen voor de beoordeling van de macrostabiliteit).

De weringveiligheid voor de nieuwe situatie is vergeleken met de ontwerpsituatie. Indien er sprake is van een (tijdelijk) negatief effect op de weringveiligheid, zijn maatregelen voorgesteld waarmee de negatieve effecten verholpen of voorkomen kunnen worden. Voor de maatregelen zijn principeoplossingen beschreven, die in de definitieve ontwerpfase nader uitgewerkt dienen te worden.

Aanpak beoordeling van gevolgen voor weringveiligheid door bovengrondse effecten

De beoordeling richt zich op de volgende faalscenario's van de windturbine overeenkomstig het Handboek Risicozonering Windturbines (RVO, 2014):

1. Het omvallen van de mast, inclusief gondelhuis en rotor;
2. Het neerkomen van het gondelhuis met de rotor;
3. Bladbreek of het afbreken van delen van een rotorblad.

In de beoordeling worden de volgende stappen doorlopen:

- Vaststellen faalfrequentie per faalscenario voor de windturbine;
- Definieren kritische zones zeewering, waarbinnen het neerkomen van een windturbine, of een onderdeel hiervan, kan leiden tot falen van de zeewering;
- Vaststellen raakfrequentie (faalfrequentie x trefkans) per turbine en per faalscenario aan de hand van trefkansberekeningen;
- Inschatting van de te verwachten schade (kraterdiepte) aan de zeewering (bepalen restprofiel) bij neerkomen van de windturbine of een windturbineonderdeel;

- Bepalen van de kans op optreden van maatgevende hydraulische condities tijdens de herstelperiode;
- Berekenen additionele faalkans per scenario op basis van de faalfrequenties voor het falen van de windturbine, de totale raakfrequenties en de kans op falen van de kering tijdens reparatie.

In deze beoordeling wordt voor de maximaal toelaatbare toename van de faalkans van de waterkering een eis van 1% van de autonome normfrequentie gehanteerd (zie toelichting paragraaf 9.1). De totale faalkans van de wering door het windpark dient kleiner te zijn dan:

$$P_{\text{eis};1\%} = 1/10.000 * 1\% = 1,0 \cdot 10^{-6}$$

Opgemerkt wordt dat het uitgangspunt van de beschouwing van de totale frequentie een conservatieve benadering is. Hierbij worden de trefkansen van alle windturbines die invloed hebben op de HZ/OZ bij elkaar opgeteld voor alle trefzones.

2.1.2 Beoordeling effecten op beheer en onderhoud

Beoordeeld wordt aan de hand van de voorlopige ontwerpen of de zeewering toegankelijk blijft voor conventionele beheer- en onderhoudsmethoden binnen een zichttermijn van 50 jaar en ontmanteling van het windpark na 25 jaar. Verwezen wordt naar hoofdstuk 11.

2.1.3 Beoordeling effecten op uitbreidbaarheid

Aan de hand van de voorlopige ontwerpen wordt beoordeeld of de wering uitbreidbaar blijft: ophoging van kruin en binnentalud met 0,5 m moet mogelijk zijn binnen een zichttermijn van 50 jaar en ontmanteling van het windpark na 25 jaar. Verwezen wordt naar hoofdstuk 12.

2.2 Aanpak beoordeling ZZ

2.2.1 Beoordeling effecten op weringveiligheid

Voor de zachte zeewering is naar de volgende aspecten gekeken:

- Effecten bouw, gebruik en verwijdering op duinafslag;
- Effecten bouw, gebruik en verwijdering (bv. ten gevolge van plaatsing damwanden en heien palen) op de OZ en de HZ.

De morfologische effecten zijn in een separaat rapport behandeld [1].

2.2.2 Beoordeling effecten op beheer en onderhoud

Voor een uitgebreide beoordeling van de effecten op beheer en onderhoud wordt verwezen naar een separaat rapport [1]. In hoofdstuk 11 worden de belangrijkste aspecten behandeld.

2.2.3 Beoordeling effecten op uitbreidbaarheid

Voor de beoordeling van de effecten op de uitbreidbaarheid wordt verwezen naar een separaat rapport [1].

3 Projectomschrijving

3.1 Situatiebeschrijving

In 2013 is de aanleg van de Maasvlakte 2 afgerond. Het gebied is opgespoten met zeezand, waarbij achter een zeewering haventerreinen en –bekkens zijn aangelegd. De zeewering bestaat uit twee deelsystemen met daartussen een Overgangszone:

- langs de westelijke begrenzing van het gebied een zogenoemde Zachte Zeewering (ZZ), een zandige waterkering bestaande uit een strand met achterliggend duin, en;
- langs de noordelijke begrenzing (tussen de Maasvlakte en de Nieuwe-Waterweg) een zogenoemde Harde Zeewering (HZ).

Het plan voor Windpark Maasvlakte 2 betreft de aanleg van in totaal 22 windturbines op zowel de Zachte Zeewering (ZZ) als de Harde Zeewering (HZ).

Onderstaande visualisaties geven een impressie van hoe het windpark er in de toekomst uit gaat zien:



Windpark gezien vanaf de radartoren kijkend langs de harde zeewering.



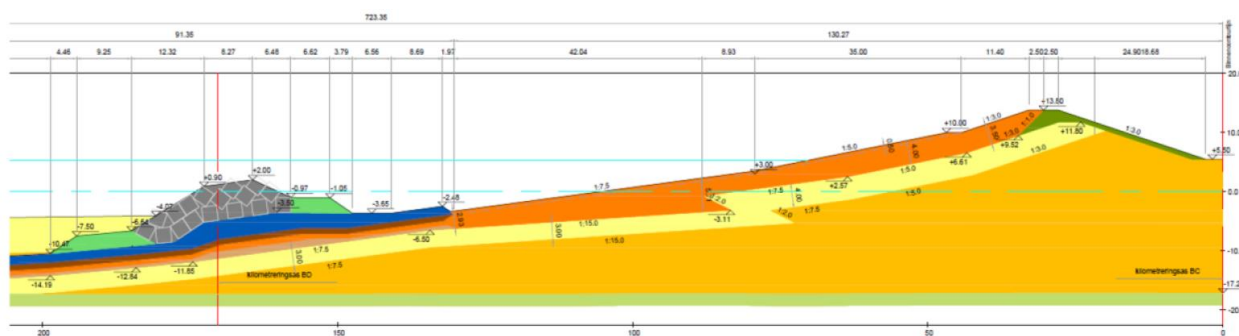
Windpark gezien vanaf het intensieve strand.

Figuur 2: visualisaties van het toekomstige windpark

3.2 Harde Zeewering

De HZ bestaat (vanaf het water beschouwd) uit [2]:

- een blokkendam, bedoeld om de grootste stormgolven vanaf de Noordzee te breken,
- vervolgens een tussenwater,
- gevolgd door een stenig duin. Het stenig duin bestaat uit een zandkern met buitentalud en deel kruin bedekt met breuksteen en met binnentalud en deel kruin afgedekt met klei en graszode.



Figuur 3: Principe doorsnede Harde Zeewering. In grijs de Blokkendam, in oranje het dynamisch stabiele stenig duin en in groen de binnendijkse dijkbekleding (gras en klei)



Figuur 4: harde zeewering met blokkendam en radartoren en de overgang naar de zachte zeewering

Uit Figuur 3 zijn de navolgende maatvoeringen af te leiden:

- Kruinniveau NAP+13,80 m (ontwerpniveau) alhoewel kruiniveaus van NAP+13,5 en NAP+13,7 m ook voorkomen;
- Maaiveldniveau achterland NAP+5,50 m;

- Talud binnenzijde 1:3 (v:h);
- Boventalud 1:3 verlopend naar 1:5 voor het middentalud en naar 1:7,5 voor het ondertalud;
- Afstand hart kruin tot hart blokkendam ca. 105,6 m. Dit is ook bij benadering de afstand van de windturbines tot hart blokkendam;
- Kruinhoogte blokkendam NAP+0,9 m tot NAP+2,0 m;
- Voorlandhoogte zeezijde blokkendam ca. NAP-4,1 m bij teen blokkendam en geleidelijk aflopend.

De dijk bevindt zich op een met zeezand opgespoten fundering.

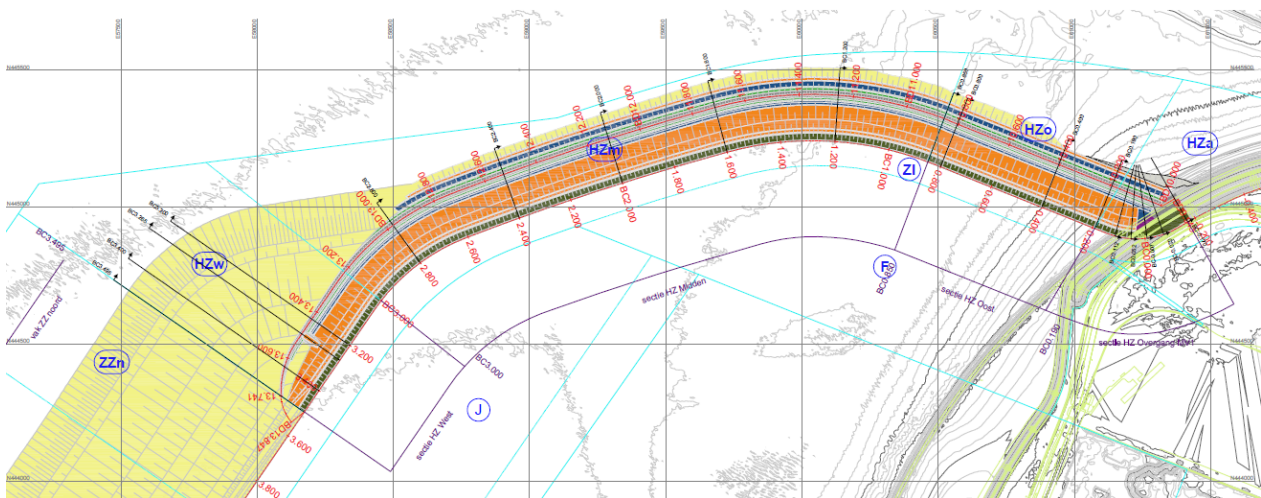
Het dijklichaam zelf bestaat uit een zwaar verdichte zandkern. Vanaf de kruin tot de binnenteen is ze bedekt met een kleibekleding met een erosiebestendige grasmat. De dikte varieert van ca. 2 m op de kruin tot 0,7 m op het binnentalud.

Het talud is bekleed met een 3 à 4 m dikke laag breuksteen (20/135mm). Nabij de buitenteen ligt een blokkendam bestaande uit in een nauwkeurig patroon gestapelde betonblokken (38-46 ton).

De steenbekleding is ontworpen als een dynamisch stenig duin: tijdens een zware storm zal en mag de bekleding vervormen, waarbij de breukstenen over het buitentalud worden herverdeeld. Het volledige buitentalud (vanaf de blokkendam tot de kruin) is bedekt met deze steenbekleding.

3.3 Overgangszone

Met de overgangszone wordt het gebied aangeduid waar de HZ in de ZZ overgaat. De overgangszone tussen de harde en zachte zeewering ligt ten noorden van de raai BC-3700. Het bijzondere aan deze overgangszone is dat de bodem voor de teen van de HZ (genaamd de Conus) langs de HZ in noordelijke richting geleidelijk afloopt. Er worden regelmatig (tweejaarlijks) onderhoudssuppleties uitgevoerd. Als gevolg van dergelijke onderhoudssuppleties wordt het morfologische systeem telkens weer uit evenwicht gebracht. Dit heeft een versterkte eroderende trend tot gevolg.



Figuur 5: overgangszone

De blokkendam buigt af richting het strand en de duinen van de ZZ. Tevens bevindt zich er een scheidingslijn tussen het dynamisch stabiele stenig duin van de HZ en de duin van de ZZ.

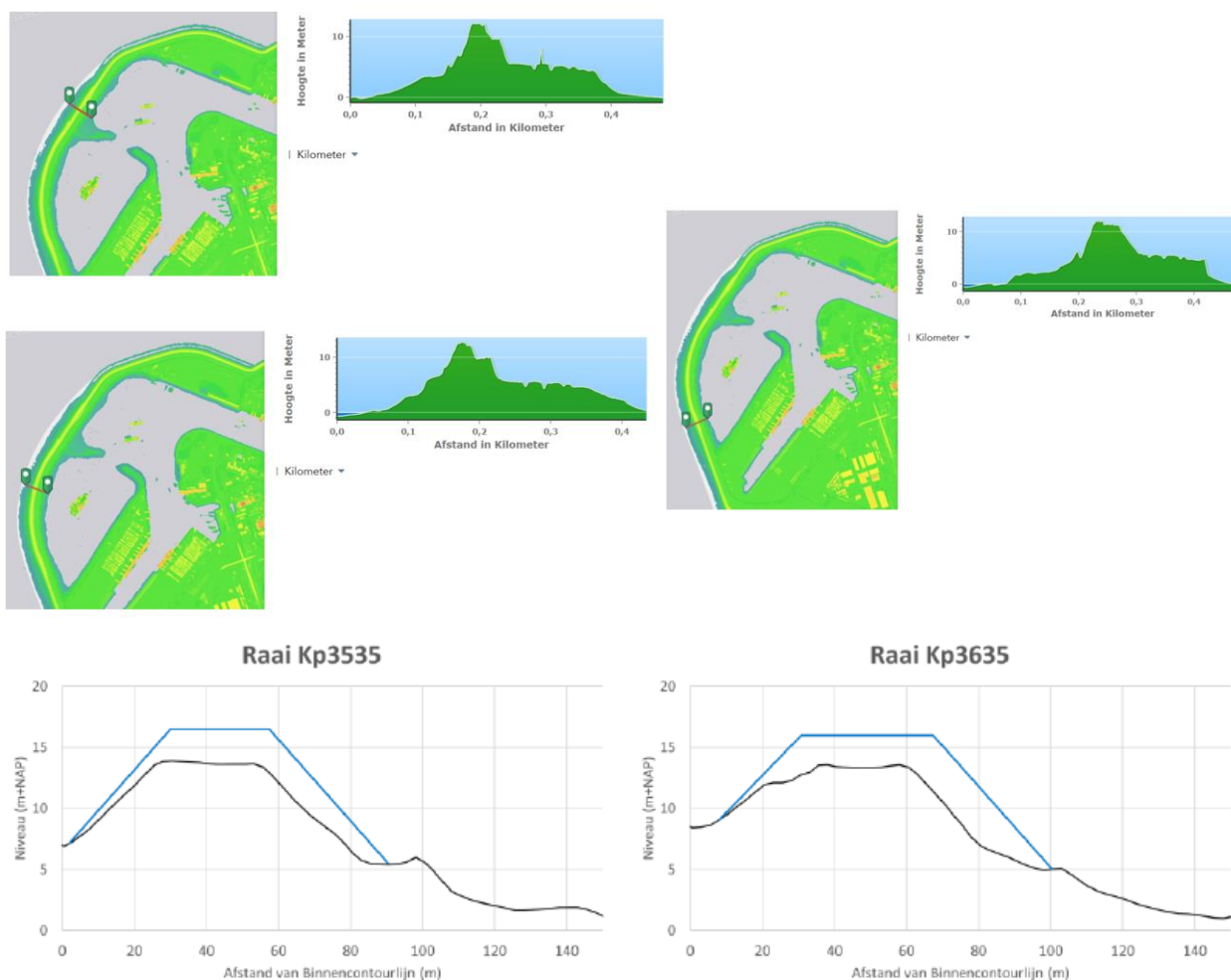
Teneinde een vloeiende overgang van de harde naar de zachte zeewering te bewerkstelligen, zijn een aantal eisen gesteld aan de geometrie [3]:

- Maximale kruinhoogte NAP+16,5 m;
- Kruinlijn landzijde maximaal 1:7;
- Kruinlijn zeezijde maximaal 1:7 ten opzichte van de buitenkruinlijn van de HZ;
- Kruinhoogteverloop niet steiler dan 1:3;
- Talud landzijde niet steiler dan 1:3;
- Talud zeezijde constant onder 1:3.

3.4 Zachte Zeewering

De ZZ bestaat uit een zandige vooroever, strand en duinen. Hierachter liggen de haventerreinen van Havenbedrijf Rotterdam (HbR). De ZZ is continue aan veranderingen onderhevig ten gevolge van allerlei morfologische processen.

Teneinde toch een beeld te geven van de algemene geometrie zijn in onderstaande figuur enkele doorsneden opgenomen:



Figuur 6: enkele doorsneden uit AHN3 ter indicatie van de algemene geometrie (boven) en versterkte duinprofielen t.p.v. de OZ [3].

De kruinhoogte varieert per sectie (vastgestelde hoogte) en bedraagt ca. tussen de NAP+12 á +14 m. In [3] zijn een aantal eisen opgenomen voor het versterkte duinprofiel. De versterking is uitgevoerd met zand. Het talud aan de landzijde mag niet steiler zijn dan 1:3. Het talud aan de zeezijde bedraagt 1;3.

De windturbines worden aan de voorkant van het duin, op het strand geplaatst. Dit is een morfologisch actieve zone. Omdat de windturbines in de morfologisch actieve zone staan kan dit een nadelig effect hebben op de hoogwaterveiligheid en op het uit te voeren kustonderhoud. De morfologische aspecten worden in een separaat rapport behandeld [1].

3.5 Windparkonderdelen

Voor de beoordeling van de effecten op de weringveiligheid wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende onderdelen:

- Windturbines en fundaties bij de HZ (HZ-01 t/m HZ-10);
- Windturbines en fundaties bij de ZZ (ZZ-01 t/m ZZ-12);
- Kraanopstelplaats voor windturbines bij de HZ;
- Kraanopstelplaats voor windturbines bij de ZZ;
- Toegangswegen en bouwwegen;
- Windparkbekabeling;
- Inkoopstation.

3.5.1 Windturbines en fundaties bij de HZ

Het type windturbine is in deze fase van het project nog niet bekend. Er worden nog verschillende typen windturbines overwogen. De basisopstelling van de windturbines bij de HZ bestaat uit:

- 9 windturbines bij de HZ (HZ-01 t/m HZ-09) met een rotordiameter tussen de 115 en 120 meter en een masthoogte tussen 67 en 76 meter. De beoogde typen zijn:
 - V117 4.2 MW op 76 meter masthoogte;
 - SWT DD 120 4.3 MW op 76 meter masthoogte;
 - E115 4.2MW op 67 meter masthoogte.
- 1 windturbine bij de HZ (HZ10) met een rotordiameter tussen de 150 en 162 meter en een masthoogte tussen de 101 en 107. De beoogde windturbinetypes zijn:
 - V162 5,6 MW op 105 meter masthoogte;
 - SG 155 6,0 MW op 102,5 meter masthoogte;
 - E160 5,0 MW op 105 meter masthoogte.

Voor het funderingsontwerp wordt verwezen naar hoofdstuk 6. De fundering op de HZ bestaat uit een fundering op palen terwijl de fundering op de ZZ bestaat uit een monopaal.

In dit rapport zijn 3 maatgevende windturbineconfiguraties beschouwd, weergegeven in onderstaande tabel:

tabel 1: beschouwde alternatieven windturbineconfiguraties

scenario	lokatie	windturbine
Alt 02 (max)	HZ-01 t/m HZ-09	Siemens SWT-DD-120
	HZ-10	Vestas V162
	ZZ-01 t/m ZZ-12	Vestas V162
Alt 02 (min)	HZ-01 t/m HZ-10	Enercon E-115
	ZZ-01 t/m ZZ-12	Vestas V150
VKA	HZ-01 t/m HZ-09	Siemens SWT-DD-120
	HZ-10	Vestas V162
	ZZ-01 t/m ZZ-12	Vestas V162

Specifieke kenmerken van de onderzochte windturbines zijn opgenomen in onderstaande tabel:

tabel 2: Kenmerken windturbines

Onderdeel	HZ	HZ en ZZ	HZ	ZZ
Type:	SWT-DD-120	Vestas V162	Enecon E-115	Vestas V150
Aantal:	9 (HZ)	1 (HZ) en 12 (ZZ)	10 (HZ)	12 (ZZ)
Vermogen per turbine	4,3 MW	5,6 MW	3 – 3,2 MW	4 MW
Gerealiseerde IEC klasse	IA	S	IA - SA	IIIB/S
Ashoogte (hoogte rotatiepunt)	76 m	107 m	67 m	101 m
Rotordiameter	120 m	162 m	115 m	150 m
Nominaal toerental	13,7 toeren/min	11,1 toeren/min	12,9 toeren/min	12,6 toeren/min
Bladzwaartepunt	22,0 m	22,2 m	20,7	20,2 m
Bladgewicht	15 ton	21,7 ton	16,5 ton	18,6 ton
Gewicht complete gondel met rotornaaf en bladen	283 ton	297 ton (Enercon E-160 heeft vergelijkbaar totaalgewicht)	240 ton	264 ton

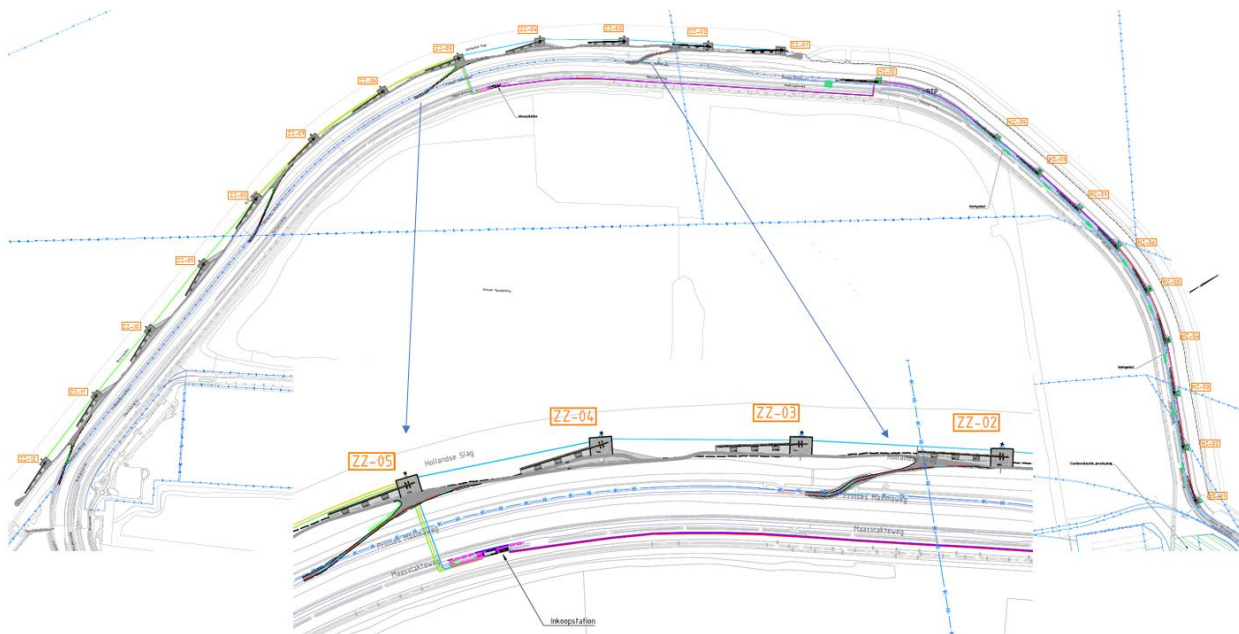
3.5.2 Kraanopstelplaats

Naast elke windturbine zal een kraanopstelplaats worden gerealiseerd. De kraanopstelplaatsen bestaan uit een fundering van ongebonden menggranulaat, versterkt met lagen geogrid. De fundering wordt op het bestaande terrein aangebracht. Er zijn geen ontgravingen voorzien voor grondverbetering. Verwezen wordt naar hoofdstuk 6 voor het ontwerp ervan.

3.5.3 Toegangswegen en bouwwegen

Harde Zeewering

Transport naar en van de windturbinelocaties zal voor een deel plaatsvinden via de bestaande verhardingen, o.a. via de Prinses Maximaweg en de Maasvlakteweg.

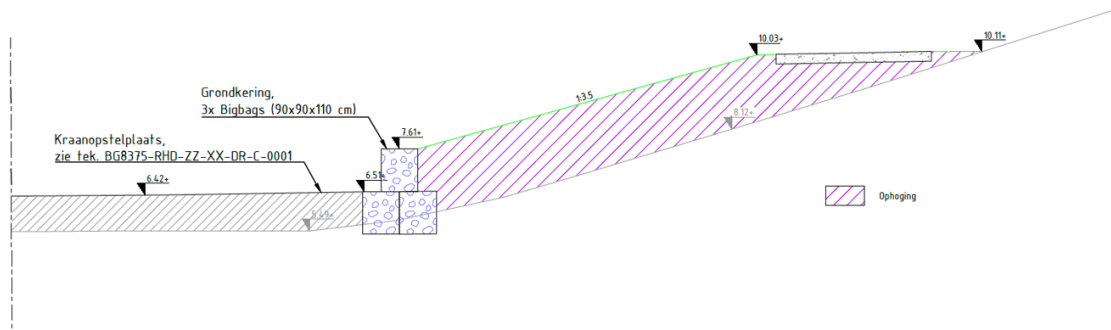


Figuur 7: Transportroutes HZ en ZZ

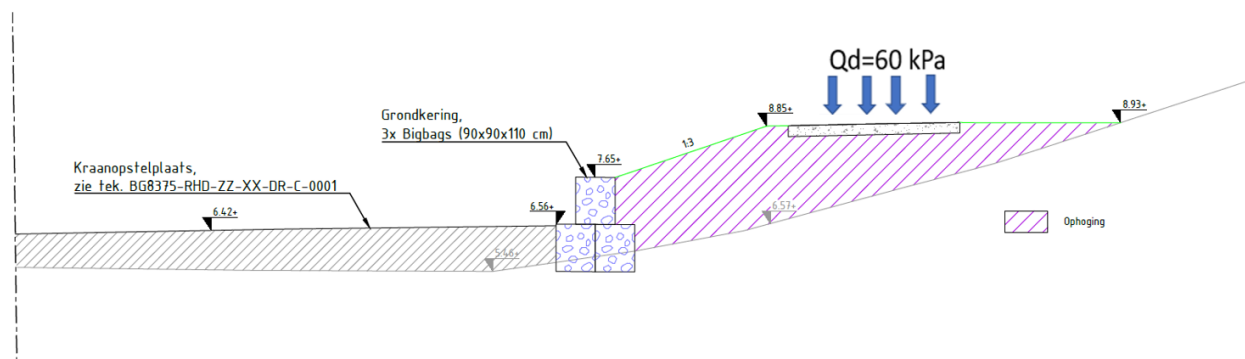
Transport van bouw materiaal ter plaatse van de windturbine locatie vindt plaats door een lokale bouwweg aan te leggen. De bouwweg begint ter hoogte van de teen harde zeewering en eindigt ter hoogte van de bovenkant terp van gewapende grond. De gewapende grond terp wordt in fases verhoogd en de hoogte van de bouwweg zal deze fasering volgen.

Om de stabiliteit van de tijdelijke bouwweg en de gewenste afmetingen te behouden is ervoor gekozen om het talud in de teen tegen te houden met big-bags. In navolgende figuur is de bouwweg weergegeven. De steilheid van het talud is minimaal 1:3.

Bouwoprit plateau windturbines op 11.10+NAP (windturbines 1 t/m 8)



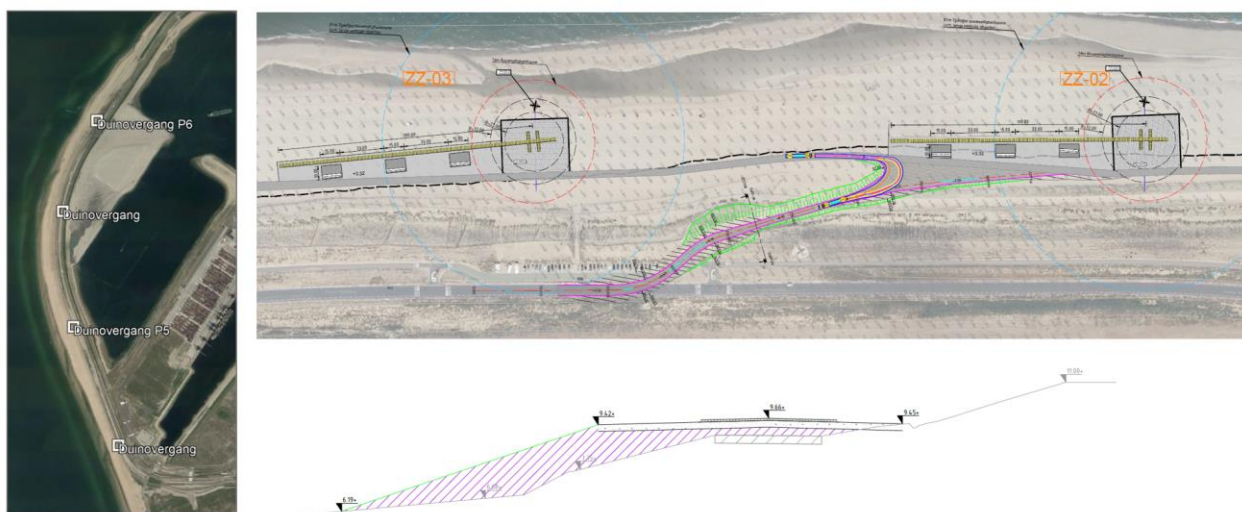
Bouwoprit plateau windturbines op 8.60+NAP (windturbine 9)



Figuur 8: Doorsnede bouwweg

Zachte Zeewering

Transport naar de windturbinelocatie zal plaatsvinden via 4 verschillende duinovergangen, waarvan 2 bestaand (P5 en P6, die worden aangepast) en 2 nieuwe:



Figuur 9: transport via duinovergangen en transportbaan op het strand; voor een totaal overzicht zie Figuur 7

De nieuwe duindoorsteken worden dusdanig gerealiseerd dat ze zoveel mogelijk lijken op de bestaande duindoорsteek bij P6.

De duinovergangen worden initieel gerealiseerd met Stelcon-platen en anti-stuif maatregelen ten behoeve van de bouwfase. Het af te graven zand voor de duindoорsteek wordt hergebruikt op dezelfde locatie. Er is dus geen sprake van een afname van zandvolume. Eventuele compenserende maatregelen (zoals zandbuffers) worden in grof zand ($D_{50} > 333 \mu$) uitgevoerd en dienen beplant te worden met helmgras.

Op het strand wordt een transportbaan aangelegd parallel aan de duinen. In principe zal deze bestaan uit Stelconplaten (of vergelijkbaar) welke gedurende het stormseizoen kunnen blijven liggen (zie hoofdstuk 10). Indien gekozen wordt voor de toepassing van rijplaten, dan dienen deze aandiening van een storm verwijderd te worden naar een te realiseren opslaglocatie (landinwaarts van de wering).

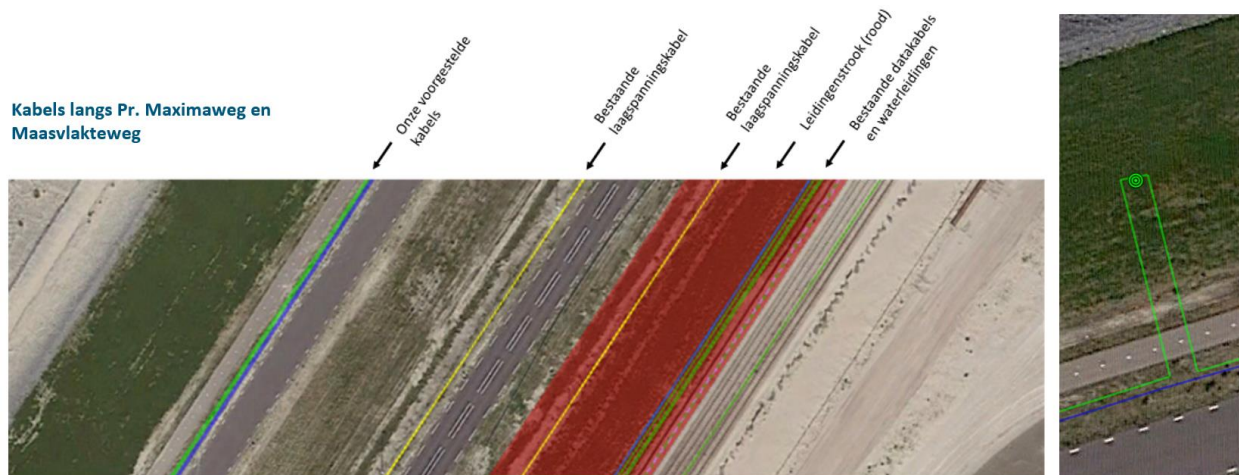
3.5.4 Windparkbekabeling

Voor de aansluiting van de windturbines zullen kabels worden aangelegd. Op dit moment zijn er 5 strings met windturbines voorzien.

- String 1 en 2 sluiten ieder 5 turbines aan welke in de harde zeewering (HZ) staan;
- String 3, 4 en 5 sluiten ieder 4 turbines in de zachte zeewering (ZZ) aan.

Harde Zeewering

De bekabeling tussen de windmolens op de harde zeewering tot aan het toekomstige viaduct komt parallel aan de oostzijde van het fietspad te liggen [23].



Figuur 10: bekabeling HZ

Doordat de kabels aan de oostzijde van het fietspad moeten liggen, wordt het fietspad bij elk van de 10 windturbines gekruist. De kruising met het fietspad wordt in open ontgraving uitgevoerd in PE mantelbuizen.

De aanleg naar de turbines op de HZ vindt plaats door middel van een open ontgraving, zie [23]. Van belang voor de weringveiligheid is dat er een afstand van minimaal 1,5 m uit de teen van de dijk wordt gehanteerd voor ontgravingen. Deze afstand is nodig om het binnentalud in de toekomst op te kunnen hogen met 0,5 m. De ontgravingsdiepte bedraagt mv-1,0 m.

De aansluiting van de bekabeling op het fundament gaat door de gewapende grondconstructie. Tijdens de bouwfase worden hiertoe mantelbuizen aangebracht. In een later stadium van de bouwfase kunnen dan de kabels worden getrokken in de mantelbuis. Op deze wijze wordt voorkomen dat door aanleg van kabels en leidingen de bekleding opnieuw beschadigd en hersteld dient te worden.

Zachte Zeewering

Voor de bekabeling is voor de meest directe route van turbine naar turbine gekozen. Per 'string' van 3 of 4 turbines wordt met één kabelbundel het duin doorkruist en het inkoopstation in geleid. De bekabeling wordt aangelegd in mantelbuizen met HDD op een diepte 1,5 m onder het 1:10.000 jaar dynamisch profiel oftewel variërend tussen 2,5 en 4 meter diep (dus onder de minimale bodemligging en onder het dynamisch profiel). De lengtes van de HDD variëren van ca. 230 m tot 900 m.

Tussen de kraanopstelplaats en de monopaal zal een tijdelijke pers- ontvangstuip worden gerealiseerd met damwanden (na gebruik te verwijderen) en onderwaterbeton. Het onderwaterbeton bevindt zich onder de steenbestorting en wordt niet verwijderd.

3.6 Projectfasering

In de beoordeling van de invloed van de windparkonderdelen op de functionaliteit van de wering zijn de volgende fasen onderscheiden:

- *Bouwfase*: deze fase betreft de realisatie van alle windparkonderdelen, waaronder het ontgraven ten behoeve van de fundering, het inbrengen van de palen, storten van beton en ontgravingen ten behoeve van de bekabeling;
- *Gebruiksfase*: het operationeel zijn van alle windparkonderdelen. De beoogde planperiode bedraagt 25 jaar;
- *Verwijderingsfase*: deze fase betreft het na de gebruiksfase, deels of volledig, verwijderen van de windparkonderdelen. Bij de verwijdering van de windturbinefundering is ervan uitgegaan dat de paalfundering in de HZ gehandhaafd blijft tot 1,0 m onder maaiveld. Als daar aanleiding toe is kunnen ze echter alsnog worden verwijderd. De fundering van de ZZ dient in zijn geheel verwijderd te worden.

In paragraaf 5.4 wordt nader ingegaan op de bouwfasering.

4 Eisen voor de Zeewering

4.1 Normspecificatie

De zeewering van Maasvlakte 2 is ontworpen voor hydraulische condities (inclusief toeslagen voor golfploop en golfoverslag voor de HZ; bij de ZZ zit deze versleuteld in de verificatiewijze) met een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar (met als zichtjaar voor eventuele zeespiegelstijging 50 jaar na de aanleg, dus 2063). Onder deze condities dient de HZ bestand te zijn tegen een (gemiddeld) overslagdebiet van 10 l/s/m. Daarnaast geldt dat onder operationele omstandigheden bij een hydraulische conditie met een overschrijdingskans van 1/10 per jaar het overslagvolume kleiner moet zijn dan 1 l/s per m¹, op elke locatie langs de Binnenkruinlijn.

De weringveiligheid mag als gevolg van de plaatsing, in bedrijf zijn en ontmantelen van windturbines niet achteruitgaan.

4.2 Eisen ten aanzien van waterkerend vermogen

De volgende projectspecifieke eisen zijn van toepassing.

tabel 3: projectspecifieke eisen waterkerend vermogen

Nr.	Omschrijving eis	Bron	Verificatie
1.	Plaatsing van windturbines in de zeewering kunnen wat betreft de civieltechnische aspecten worden toegestaan mits dit geen negatieve gevolgen heeft voor de waterkerende functie van de wering. Bij de plaatsing van windturbines in de ZZ zijn morfologische effecten op het dynamisch profiel te verwachten. Er moet in ieder geval in de veiligheidstoets/beoordeling voor gecompenseerd worden in de toetsmethodiek (mogelijk zandsuppleties).	RWS Memo watervergunning HZ [14]	hfst 7 t/m 9 en [1]
2.	De veiligheid van de wering dient gewaarborgd te zijn bij de in paragraaf 4.1 genoemde norm. Bij deze condities dient de windturbine en zijn fundatie constructief stabiel te zijn.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	hfst 7 t/m 9 en [10] en [11]
3.	De ontwerplevensduur voor de windturbines is vastgesteld op 25 jaar. Dit betekent dat de windturbine gedurende deze periode niet van invloed dient te zijn.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 5.3 en hfst 7
4.	In het stormseizoen (1 oktober tot 1 april) zijn heiwerkzaamheden en ontgravingen niet toegestaan. Dit is alleen van toepassing voor de HZ.	RWS Memo aandachtspunten HZ [15]	paragraaf 5.5 en hfst 7 en [10] en [11] en Werkplan
5.	Trilling mogen niet leiden tot verweking (statisch en cyclisch).	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 6.1 en 7.6

Nr.	Omschrijving eis	Bron	Verificatie
6.	Schade aan de wering dient binnen 14 dagen te zijn hersteld.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	hfst 9
7.	Er moet een monitoringsplan worden opgesteld op basis waarvan de veiligheid van de waterkering in relatie tot de effecten van de windturbine kan worden aangetoond.	RWS Memo aandachtspunten HZ [15]	[12]
8.	De hoogteligging van de blokkendam van de HZ dient te allen tijde gewaarborgd te worden; zettingen zijn niet toegestaan.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 7.7 en hfst 6
9.	Zettingen van de van het binnen- en buitentalud en de kruin dienen tot een minimum beperkt te worden en te worden gecompenseerd volgens daarvoor geldende specificaties.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 7.2 en [10]
10.	De erosiebestendigheid dient te allen tijde gewaarborgd te worden.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 7.2 en 7.5
11.	Kabels en leidingen op het strand (ZZ) moeten onder de minimale bodemligging en onder het dynamisch profiel liggen.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	[1] en [13]; zie paragraaf 3.5.4.

4.3 Eisen ten aanzien van toekomstvastheid

Ten aanzien van de robuustheid (toekomstvastheid) gelden de volgende eisen:

tabel 4: projectspecifieke eisen toekomstvastheid

Nr.	Omschrijving eis	Bron	Verificatie
12.	In het kader van toekomstig klimaatbestendig maken van de zeewering moet in het ontwerp van de fundering er rekening mee worden gehouden dat de zeewering in de toekomst 0,5m wordt opgehoogd.	RWS Memo aandachtspunten HZ [15]	paragraaf 7.2 t/m 7.4
13.	Voor funderingspalen in de Harde Zeewering mag er van uit gegaan worden dat deze na einde levensduur van het windpark op 1,0 m onder maaiveld achter mogen blijven. Wel dienen de palen zodanig te zijn geconstrueerd dat deze, als daar aanleiding voor is, daarna alsnog geheel verwijderbaar zijn.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	hfst 6 en 7 en [10]
14.	Voor de fundering van de ZZ geldt dat de windturbines, kabels, fundaties enz. binnen 1 jaar na einde van de contractueel vastgelegde exploitatietermijn geheel dienen te worden verwijderd en afgevoerd.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	hfst 6 en 8
15.	Werken mogen eventuele toekomstige versterkingen niet significant belemmeren.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 5.4

4.4 Eisen ten aanzien van beheer en onderhoud

Voor de zeewering gelden de volgende eisen:

tabel 5: projectspecifieke eisen beheer en onderhoud

Nr.	Omschrijving eis	Bron	Verificatie
16.	Werken mogen niet belemmerend zijn voor de inspectie, de monitoring of het beheer en onderhoud van de wering. Suppletiezand dient ongehinderd aangebracht te kunnen worden.	RWS Memo watervergunning HZ [14] RWS Memo watervergunning ZZ [16]	paragraaf 5.5 en [1]
17.	Het uitvoeren van het onderhoud van de wering moet op een doelmatige wijze mogelijk blijven.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 5.5 en [1]
18.	Het gebruik van de wering mag niet ten koste gaan van de kwaliteit en erosiebestendigheid van de grasmat en overige bekledingstypen.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 7.5
19.	Bij de ZZ moet zand vrij kunnen doorstuiven naar het duingebied.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	[1]
20.	Compenserende maatregelen (zoals zandbuffers) worden in grof zand ($D_{50} > 333 \mu$) uitgevoerd en dienen beplant te worden met helmgras. Dit geldt ook voor de duinovergangen. Het zandvolume mag niet wijzigen.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	hoofdstuk 8 en 10
21.	Zandverlies als gevolg van menselijk handelen moet zoveel mogelijk voorkomen worden.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	hoofdstuk 10
22.	Behoudens de windturbinefundaties mogen er geen andere permanente harde elementen zoals steenzettingen en verhardingen op het strand zijn. Stelconplaten zijn wel toegestaan (zie [18]).	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	paragraaf 3.5
23.	Voor of tijdens stromen van windkracht 7 mogen er geen voertuigen, materieel en materialen aanwezig zijn op de wering.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	paragraaf 5.5
24.	De windturbines, kabels, fundaties en dergelijke dienen 1 jaar na beëindiging van de exploitatietermijn te worden verwijderd en afgevoerd.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	paragraaf 5.5 en 5.6

4.5 Constructieve eisen

Voor de windturbine en zijn fundatie geldt het volgende:

tabel 6: projectspecifieke constructieve eisen

Nr.	Omschrijving eis	Bron	Verificatie
25.	Bij de in paragraaf 4.1 genoemde veiligheidsnorm en de bijbehorende condities, dient de windturbine en zijn fundatie constructief stabiel te zijn.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	[10]; zie paragraaf 5.4 en 5.5
26.	Voor het ontwerp en de dimensionering van funderingen dient per turbine uitgegaan te worden van het minimum gegarandeerde veiligheidsprofiel alsmede de erosie ter plaatse.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	[10]; zie paragraaf 5.4 en 5.5
27.	Windturbines dienen veilig te functioneren bij zaken als uitspoeling en zandophoging tegen de mast ten gevolge van stuifzand.	RWS Memo watervergunning ZZ [16]	[1] en [10]
28.	Het binnentalud en de aansluitconstructies rondom de fundering moeten erosiebestendig zijn.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	[10] en paragraaf 5.4, 7.3 en 7.5
29.	Het ontwerp moet voorzien in een drainagesysteem, onder andere om afstromend regenwater en overslagwater af te voeren.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	[10] en paragraaf 5.4
30.	Het ontwerp moet bij de mogelijkheid tot optreden van piping, voorzieningen bevatten om piping te voorkomen.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	paragraaf 7.1
31.	Gaping of spleetvorming naast en onder de (fundatie van) de windmolen en het dijklichaam moet worden voorkomen.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	[10] en paragraaf 5.4
32.	De fundering mag het beheer en onderhoud niet belemmeren. Eventuele zettingen, verzakkingen en of andere gebreken als gevolg van de vergunde werken, dienen door en voor tekening van vergunninghouder, in overleg met de waterbeheerder, onmiddellijk te worden hersteld.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	hoofdstuk 11
33.	Voorkeur gaat uit naar beproefde, eerder vertoonde, funderingstypen.	RWS Memo watervergunning HZ [14]	[10] en paragraaf 5.4

4.6 Eisen uit Risicobeheersplan

tabel 7: eisen uit risicobeheersplan

Nr.	Omschrijving eis	Verificatie
HARDE ZEEWERING - OVERGANGSZONE		
M1.2.12.3	Exploitant dient bij de HZ een trillingsvrij paalsysteem conform de STOWA handleiding windturbines en waterkeringen techniek 2018-53 toe te passen.	paragraaf 5.4
M1.2.12.4	Exploitant dient bij het realiseren van de fundering van de turbines op de Harde Zeewering geen tijdelijke damwanden te plaatsen.	paragraaf 5.4
M1.3.3.1	Exploitant dient alle funderingspalen voor de Harde Zeewering aan te brengen met een geschroefd, grondverdringend systeem (Fundex of gelijkwaardig)	paragraaf 5.4
M1.4.2.1	Beperken trillingen tijdens realisatie. Zie ook eis M1.2.12.3 en M1.2.12.4	paragraaf 5.4 en [12]
M1.4.3.1	Exploitant dient tijdens ontgravingswerkzaamheden big bags op de kruin van de Harde Zeewering te plaatsen.	paragraaf 5.5
M1.4.3.2	Exploitant dient ingeval de weercondities daartoe nopen (1:10.000 storm) de volgende aanvullende maatregelen te treffen tijdens ontgravingswerkzaamheden: i) Terugplaatsen afgegraven grond terug op de zeewering en deze grond afdekken met geogrids om erosie door golfoverslag te voorkomen, minimaal 24 uur voordat de golfoverslagcondities worden verwacht. ii) Beschikbaar houden van de afgegraven grond. Deze grond bevindt zich daartoe op maximaal 3,3 km van de ontgravingslocatie en is binnen 2 kalenderdagen terug te plaatsen. iii) Tijdig plaatsen grond. De grond wordt minstens 24 uur voordat de golfoverslagcondities worden verwacht geplaatst.	paragraaf 5.5 en 5.6 en Werkplan
M1.4.3.3	Exploitant dient nadat de 1:10.000 storm - waarvoor voorzorgsmaatregelen zijn getroffen zoals beschreven in eis M1.4.3.2 - is gepasseerd, de volgende aanvullende maatregelen te treffen tijdens ontgravingswerkzaamheden: i) Exploitant dient de conform eis M1.4.3.2 geplaatste grond pas te verwijderen 24 uur nadat de golfslagcondities van de 1:10.000 storm zich niet meer hebben voorgedaan. ii) Exploitant dient te inspecteren op eventuele schade aan de bovenste laag van de zeewering (klei/gras) en de beheerder uit te nodigen bij deze inspectie.	paragraaf 5.5 en 5.6 en Werkplan
M1.4.5.1	Exploitant dient: i) de opstelling van het monitoringsplan uit te besteden aan een externe partij (bijv. Tauw). RHDHV begeleidt en beoordeelt het plan en betreft daarbij haar ervaring met de radartoren. ii) de uitvoering van de monitoring uit te besteden aan dezelfde externe partij om onafhankelijkheid te borgen.	[12]

Nr.	Omschrijving eis	Verificatie
M1.4.6.1	Exploitant dient na afronding van de werkzaamheden de dijkbekleding van het binnentalud van de Harde Zeewering te herstellen om erosie te voorkomen. Specifiek voor de extra gevoelige aansluiting met het fundament geldt dat deze versterkt wordt uitgevoerd met een kleilaag (categorie 1) van ca. 1,5 maal de nu aanwezige laagdikte.	paragraaf 5.4
M1.4.6.2	Exploitant dient aan het eind van de realisatie een permanente 3D-structuurmat aan te brengen om de grasmat te beschermen en tot voldoende sterkte te laten groeien.	paragraaf 5.5
M1.4.6.3	Exploitant dient om regenafslag langs de mast een grindkoffer rondom de fundaties aan te brengen.	paragraaf 5.5
M2.4.2.3	Exploitant dient: i) op ten minste 90 m afstand van de blokkendam geen grondroerende werkzaamheden uit te voeren; (ii) binnen deze zone van 90 meter rond de blokkendam geen materialen en materieel op te slaan.	paragraaf 6.1 en 7.7
ZACHTE ZEEWERING		
M2.4.1.1	Exploitant dient als fundering van de windturbines op de Zachte Zeewering monopiles toe te passen met de volgende specificaties: i) de paal heeft ter hoogte van het maaiveld een diameter van maximaal 5,5m; ii) zonder erosiebescherming rondom de fundering.	[11] en paragraaf 5.4
M2.4.1.2	Exploitant dient ter erosiebescherming van de fundering van de windturbines op de Zachte Zeewering de volgende maatregelen te treffen: i) de locatiebeheerder voert vanaf VD dagelijks inspectie uit op erosiegaten; ii) de locatiebeheerder herstelt erosiegaten (binnen 7 dagen) indien nodig; iii) na iedere herstelactie brengt de locatiebeheerder schriftelijk rapport uit bij de beheerder.	paragraaf 11.2
M2.4.2.1	Opdrachtnemer dient de bekabeling tussen turbines en inkoopstation aan te leggen in mantelbuizen met HHD (gestuurde boringen) op een diepte 1,5 m onder het 1:10.000 jaar dynamisch profiel.	[13] en paragraaf 3.5
M2.4.2.2	Exploitant dient bij het aanleggen van de bekabeling bij de ZZ geen open ontgravingen toe te passen.	[13] en paragraaf 3.5

4.7 Specifieke aandachtspunten

Belangrijke aandachtspunten zijn:

- standzekerheid dijklichaam en specifiek de blokkendam
- schade aan constructiedelen (bekleding)
- overgangszone tussen HZ en ZZ
- effect van trillingen
- schade door zettingen

Daarnaast zijn zaken zoals voorkomen van uitspoeling door overslaand water, voorkoming van uitspoeling door regenwater en de inspecteerbaarheid van het dijkprofiel van belang. Met name de aansluiting van de harde elementen van de windmolen op de oorspronkelijke klei- en grasbekleding van de HZ is daarbij een aandachtspunt, maar bijvoorbeeld ook de mogelijkheid om eventuele ongelijkmatige zettingen tussen het grondlichaam en de fundering visueel te inspecteren.

5 Uitgangspunten en randvoorwaarden

5.1 Bodemopbouw en geologie

De volgende geotechnische onderzoeken op en in de nabijheid van de HZ en ZZ zijn beschikbaar:

- Inpijn Blokpoel, “Bodemkundig onderzoek Harde Zeewering”. Kenmerk: 02P003077-adv-01, 21-06-2013
Dit onderzoek beschrijft de lokale geologische grondopbouw ter plekke van de HZ. Hiertoe zijn geen sonderingen uitgevoerd.
- PUMA, “Geotechnische beoordeling aanleggebied”. Kenmerk: puma-q-lb-onb01, 27-02-2008
Dit onderzoek omvat 30 sonderingen en 18 boringen. Het onderzoek is uitgevoerd vanaf de zeebodem ten behoeve aanleg van de Tweede Maasvlakte. De sonderingen zijn uitgevoerd tot een diepte van NAP – 15 m à NAP – 40 m en de boringen tot NAP – 15 m à NAP – 30 m. Niet alle sonderingen en boringen uit dit onderzoek zijn op dit moment beschikbaar.
- MOS Grondmechanica, Sonderingen Windpark 2e Maasvlakte. Opdrachtnummer: 4300038842, 04-11-2019.
Dit onderzoek omvat 11 sonderingen vanaf het maaiveld op circa NAP +5 m tot een diepte van circa NAP – 45 m.
- PUMA, Harde Zeewering: Geotechnische stabiliteit van Stenig Duin + Blokkendam; Ontwerpnota. Kenmerk: puma-mpo-ono02, 15 maart 2011.

Uit het onderzoek van Inpijn-Blokpoel is bekend dat de zeewering en de ondergrond hoofdzakelijk uit zand bestaan. Direct onder het maaiveld bevindt zich tot een diepte van ca. NAP -17 à -18 m een pakket bestaande uit opgespoten zand. Dit zand is matig fijn tot zeer grof. Het zand heeft een overwegend matig tot vaste pakking (conusweerstand tot circa 50 MPa).

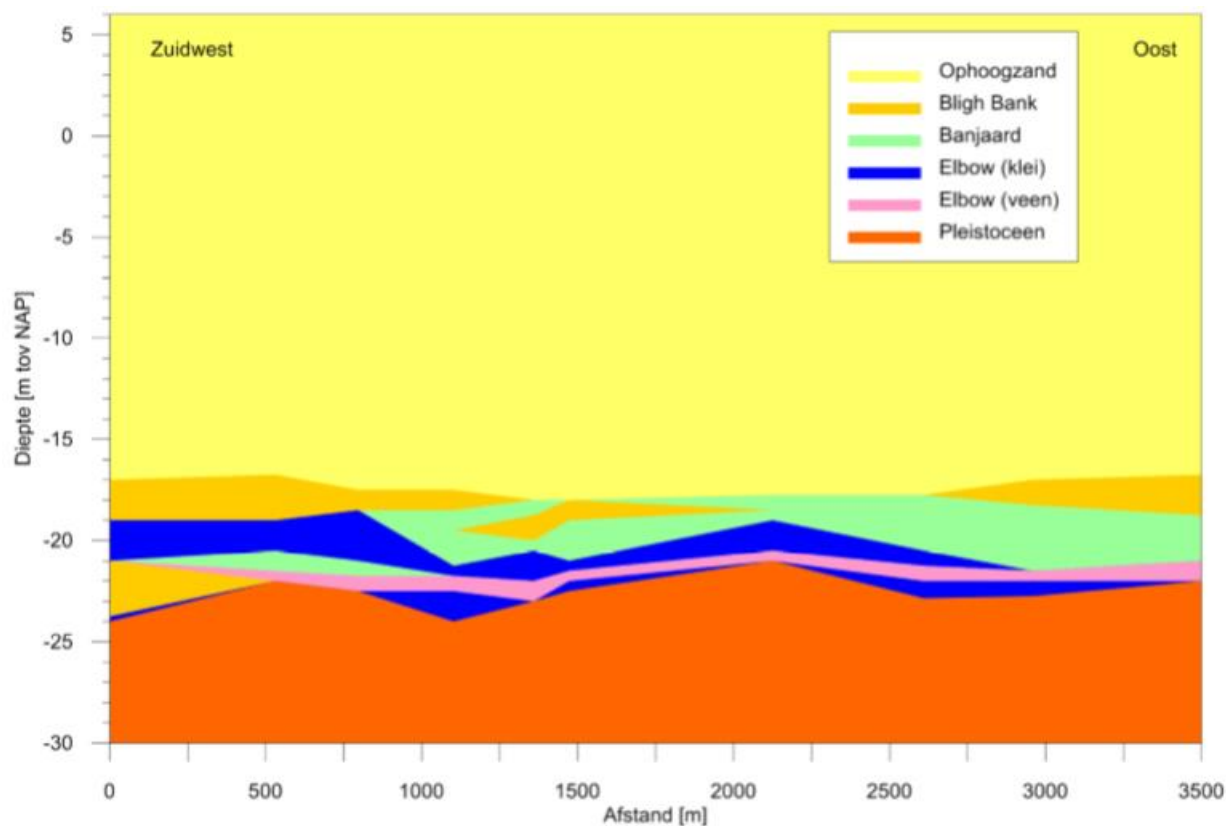
In opdracht van Eneco zal MOS Grondmechanica nog een uitgebreid aanvullend grondonderzoek uitvoeren (aanvang week 20 2020). De resultaten hiervan zullen worden gebruikt ter verificatie van de voorlopige ontwerpen en voor nadere uitwerking in de definitieve ontwerpfase.

Harde zeewering (HZ)

Onder het opgebrachte zand is de natuurlijk gesedimenteerde bodemopbouw aanwezig (althoewel een deel van de HZ is gerealiseerd waar voorheen de zeewering van Maasvlakte 1 lag). Ter plekke van de HZ bestaat deze opbouw tussen ca. NAP -18 m en NAP -22 à -24 m uit zandhoudende klei, kleihoudende zandlagen en veen.

Vanaf ca. NAP -22 à -24 m is zeer vast Pleistoceen zand geregistreerd met conusweerstand tot 70 MPa. In dit zand komen plaatselijk en op wisselende niveaus teruggangen in conusweerstand voor die vermoedelijk worden veroorzaakt door een losse pakking en/of een grove gradatie.

Een geologisch profiel, relevant voor de HZ, is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 5. Geologisch (zuidwest-oost) profiel ter hoogte van harde zeewering (bron: puima-q-lb-onb01).

Figuur 11: geologisch profiel (Inpijn-Blokpoel,2013)

De globale laagopbouw ter plaatse van de windturbines in de HZ is zoals aangegeven in onderstaande tabel:

tabel 8: Bodemopbouw locatie Harde Zeewering

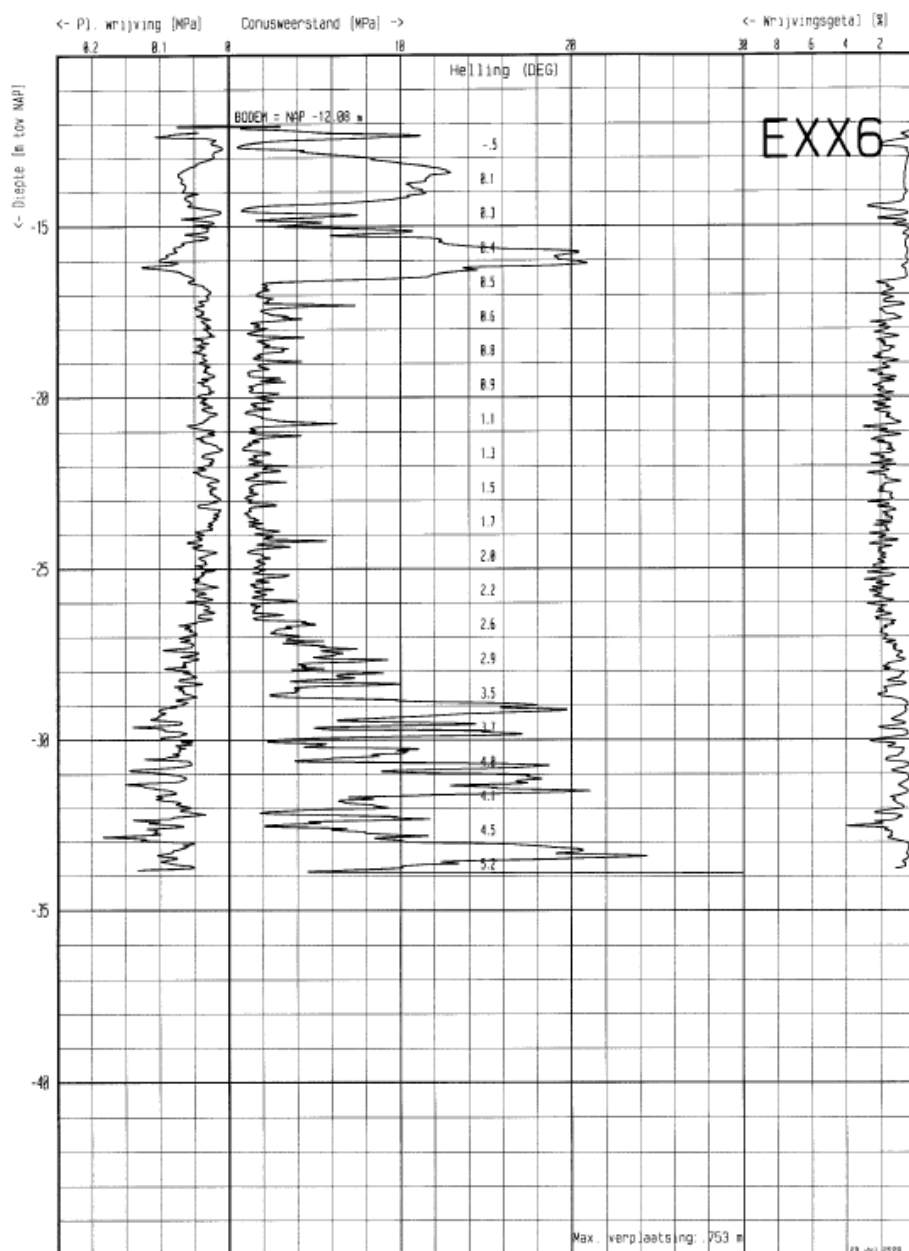
Diepte (m NAP) Van tot		Grondbeschrijving
Maaiveld*	-17,0 à -18,0	Opgespoten zand, matig tot vastgepakt, matig fijn tot zeer grof
-17,0 à -18,0	-22,0 à -24,0	Zandhoudend klei, kleihoudende zandlagen en veen
-22,0 à -25,0	Verkende einddiepte	Pleistoceen matig tot vastgepakt zand

* maaiveldhoogte varieert t.g.v. talud zeewering.

Zachte zeewering (ZZ)

Ter plekke van de ZZ is onder het opgebrachte zand eveneens de natuurlijk gesedimenteerde bodemopbouw aanwezig. Hier is het slappe pakket, bestaande uit zandhoudende klei, kleihoudende zandlagen en veen, plaatselijk aanzienlijk dikker dan onder de HZ. Deze slappe lagen zijn nabij de ZZ lokaal aangetroffen tot minimaal een diepte van NAP -34 m (zie grondonderzoek PUMA), zoals te zien is in Figuur 11.

Onderstaande figuur illustreert het dikke pakket slappe lagen:



Figuur 12: sondering met dik slap pakket ter plekke van ZZ (uit grondonderzoek PUMA)

5.2 Grondparameters

In navolgende tabel zijn de grondparameters voor de verschillende grondlagen gepresenteerd van de HZ.

tabel 9: Grondparameters (karakteristieke waarden) HZ

grondsoort	Volumieke massa [kN/m ³] Veldvochtig/verzadigd	c' [kPa]	φ' [graden]
Kleibekleding	15/15	5,0	17,5
Ophoogzand	18/20	0,0	32,5
Stortsteen	21/21	0,0	40,0

5.3 Waterstanden en hydraulische belastingen

Waterstanden

De hydraulische belastingen zijn afgeleid conform het door Rijkswaterstaat beschikbaar gestelde document [4].

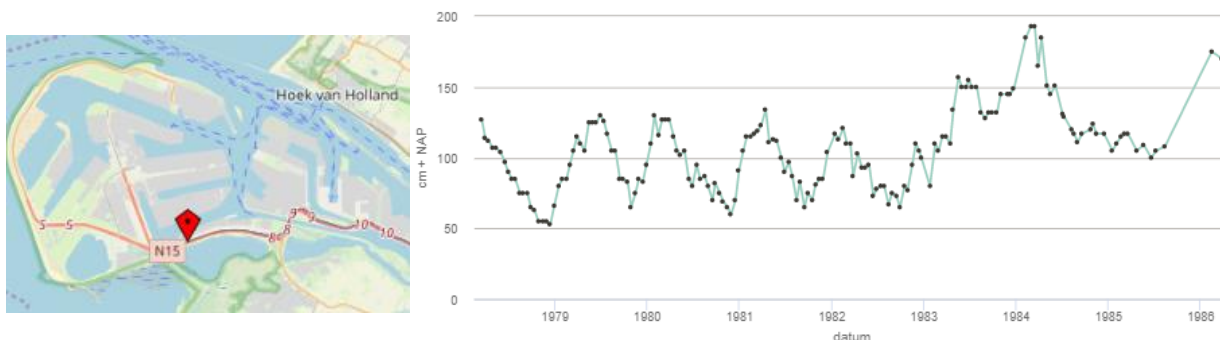
De ontwerppeilen zijn afgeleid voor het zichtjaar 2050 uitgaande van een maximale overloop van 10 l/s/m en rekening houdend met zeespiegelstijging. De resultaten zijn opgenomen in bijlage A2.

tabel 10: Hydraulische belasting ten behoeve van beoordeling

Geotechnische beoordeling behorende bij 1/10.000 jaar waterstand	NAP +5,50 m
Hydraulisch belasting niveau (HBN) per terugkeertijd	Zie bijlage A1
Gemiddelde Hoogwaterstand (GHW)	NAP +1,11 m
Gemiddelde Laagwaterstand (GLW)	NAP -0,63 m

Freatische grondwaterstand

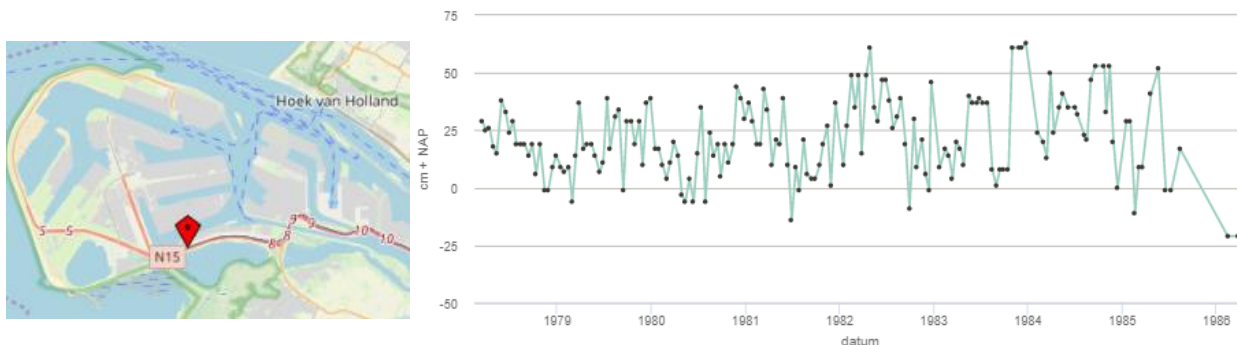
Er zijn momenteel op de projectlocatie geen peilbuizen aanwezig op basis waarvan de grondwaterstand kan worden ingeschat. De grondwaterstand zal worden beïnvloed door de hoogte van de zeespiegel en neerslag. Op basis van historische peilbuismetingen (Figuur 13) wordt geschat dat de dagelijkse grondwaterstand varieert tussen NAP +0,5 m en +2,0 m.



Figuur 13: historische peilbuis B37A0113 met meting ondiepe grondwaterstand op de Maasvlakte (www.grondwatertools.nl)

Stijghoogte 1^e watervoerend pakket

Er zijn momenteel op de projectlocatie geen peilbuizen aanwezig op basis waarvan de stijghoogte kan worden ingeschat. In [5] is voor het eerste watervoerend pakket uitgegaan van een stijghoogte van NAP +0,5 m.



Figuur 14: historische peilbuis B37A0113 met meting diepe stijghoogte op de Maasvlakte (www.grondwatertools.nl)

Te hanteren waterstanden in de berekeningen

Bouwfase

Voor de bouwfase is uitgegaan van de maximale waarde van de dagelijkse waterstand van NAP+2,0 m. Er is niet gerekend met een waterstandsverschil tussen de aandrijvende en weerstandbiedende zijde.

Macrostabieliteit binnenwaarts

Gerekend is met een waterstand van NAP+5,50 m. Er is niet gerekend met een waterstandsverschil tussen aandrijvende en weerstandbiedende zijde.

Het mogelijk positieve effect van de stijghoogte met een lagere waarde dan de freatische lijn, is niet meegenomen.

Macrostabieliteit buitenwaarts

Conform [5] wordt een lineair waterstandsverloop onder het stenig duin gehanteerd van NAP+5,50 m naar NAP-0,63 m.

Voor de stijghoogte van het diepere zandpakket is een vaste waarde van NAP+0,5 m gehanteerd.

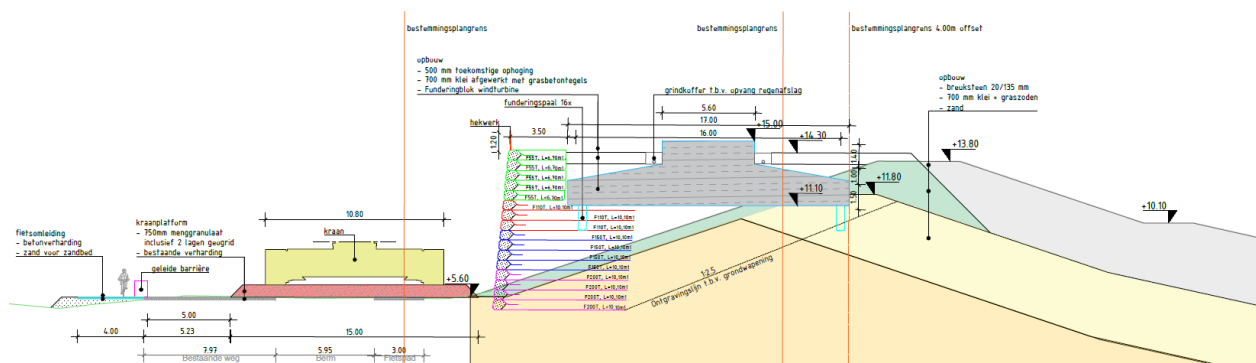
5.4 Funderingsontwerp

5.4.1 Fundering windturbines op de Harde Zeewering

Het funderingsontwerp en de bouwfaserings is zodanig ingestoken dat de effecten op de zeewering (bv. ontgravingen, trillingen, vervormingen, verweking etc.) geminimaliseerd worden. Zie [10].

Teneinde de ontgravingen in de zeewering en verstoringen van de zeewering tot een minimum te beperken, is gekozen voor een hoog geplaatste fundering aan de binnenzijde. Het funderingsontwerp bestaat uit een fundering op palen in combinatie met een talud van gewapende grond. Hiermee wordt de plaatsing van (tijdelijke) damwanden voorkomen. Ten behoeve van de aanleg wordt een tijdelijke bouwweg gerealiseerd (zie Figuur 8).

In onderstaande figuur is het beoogde eindresultaat weergegeven:

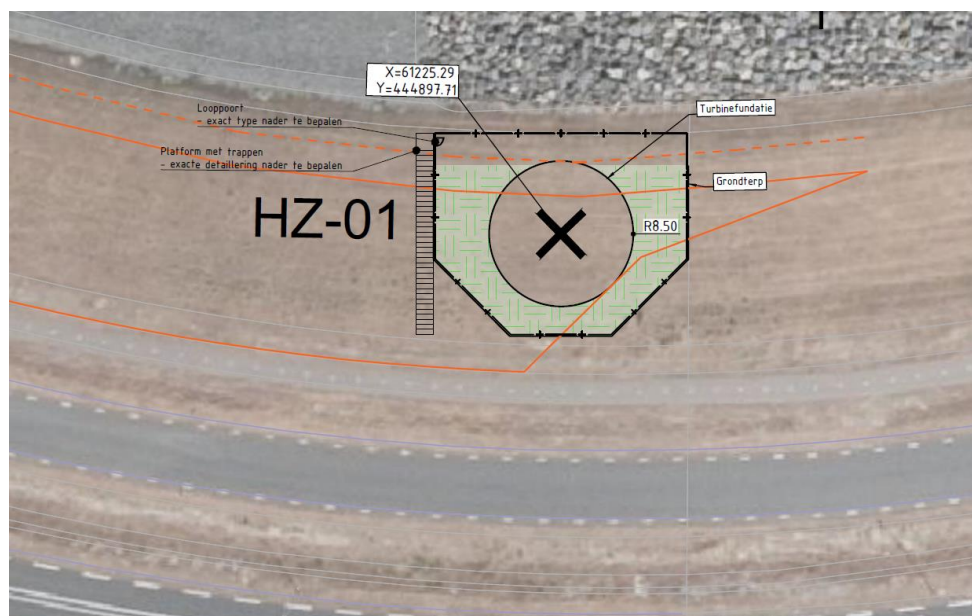


Figuur 15: principeontwerp windturbine op de HZ [10]

De combinatie van hoge turbinebelastingen, strenge rotatie- en stijfheidseisen, variërende condities van de ondergrond en de bijzondere locatie stellen strenge eisen aan de uitvoering, het type en de afmetingen van de paalfundering.

Teneinde de trillingen en paallengtes tot een minimum te beperken wordt uitgegaan van een grondverdringend, trillingsarm paalsysteem. Het toegepaste paalsysteem bestaat uit een in de grond gevormde, grondverdringende betonpaal, vervaardigd met behulp van een schroevend ingebrachte, stalen hulpbuis met vergrootte punt en groutinjectie. De hulpbuis maakt geen onderdeel uit van de uiteindelijke paal. De schroefpunt blijft achter.

Het funderingsontwerp bestaat uit een betonnen plaat gefundeerd op te lood geplaatste palen. Tevens wordt er een platform met trappen (exacte detaillering nader te bepalen) gerealiseerd zoals weergegeven in onderstaande figuur:



Figuur 16: dijktrap HZ (zie tekening BG8375-RHD-ZZ-XX-DR-C-0101)

Specifieke kenmerken van het funderingsontwerp van belang voor de weringveiligheid:

- Minimaliseren ontgravingen door hoog geplaatste fundering;
- Fundering op palen in het ophoogzand om ongelijkmatige zakking te voorkomen (zeewering en fundering zakken gelijk).
- Geen gebruik van damwanden teneinde trillingen te minimaliseren;
- Toepassing grondverdringend, trillingsarm paalsysteem.

Specifieke ontwerpmaatregelen (kleibekleding, grasbetontegels, grindkist en drainage) worden toegepast om erosie te voorkomen, ook ten aanzien van het platform met trappen.

Ter plaatse van de gewapende grondterpen zal de bestaande kleibekleding worden ontgraven en de grasmat mogelijk worden beschadigd. De navolgende maatregelen worden voorzien:

- Tijdens de uitvoering worden op de kruin bigbags geplaatst ter voorkomen van golfoverslag;
- De grondterpen worden afgewerkt met 0,70 m klei (categorie 1) en grasbetontegels;
- De ontgraven kleibekleding langs de buitencontouren van de grondterp worden versterkt teruggebracht (circa 1,0 m kleidikte, categorie 1);
- Er wordt een permanente 3D-structuurmat aangebracht op de kruin en het binnentalud om de erosiebestendigheid te garanderen, indien de nieuwe grasmat nog niet volledig is hersteld voor aanvang van het stormseizoen (eventuele beschadigingen door bouwverkeer is daarmee ondervangen).
- De uitvoering van de bekabeling wordt zorgvuldig verricht met herstel van de 'oorspronkelijke bodemopbouw';
- Er wordt voor een goede aansluiting gezorgd tussen de grondterp van de fundering en de bestaande bekleding. Gaping of spleetvorming wordt hiermee voorkomen

De navolgende maatregelen worden voorzien ten aanzien van het platform met trappen:

- Het platform bevindt zich buiten het dijkprofiel;
- Ze is prefab en wordt geplaatst **op** maar *niet in* de bekleding;
- De kleibekleding wordt versterkt teruggebracht (circa 1,0 m kleidikte, categorie 1);
- Er wordt een permanente 3D-structuurmat aangebracht om de erosiebestendigheid te garanderen

Het gekozen fundatiesysteem is verwijderbaar (zie paragraaf 7.9).

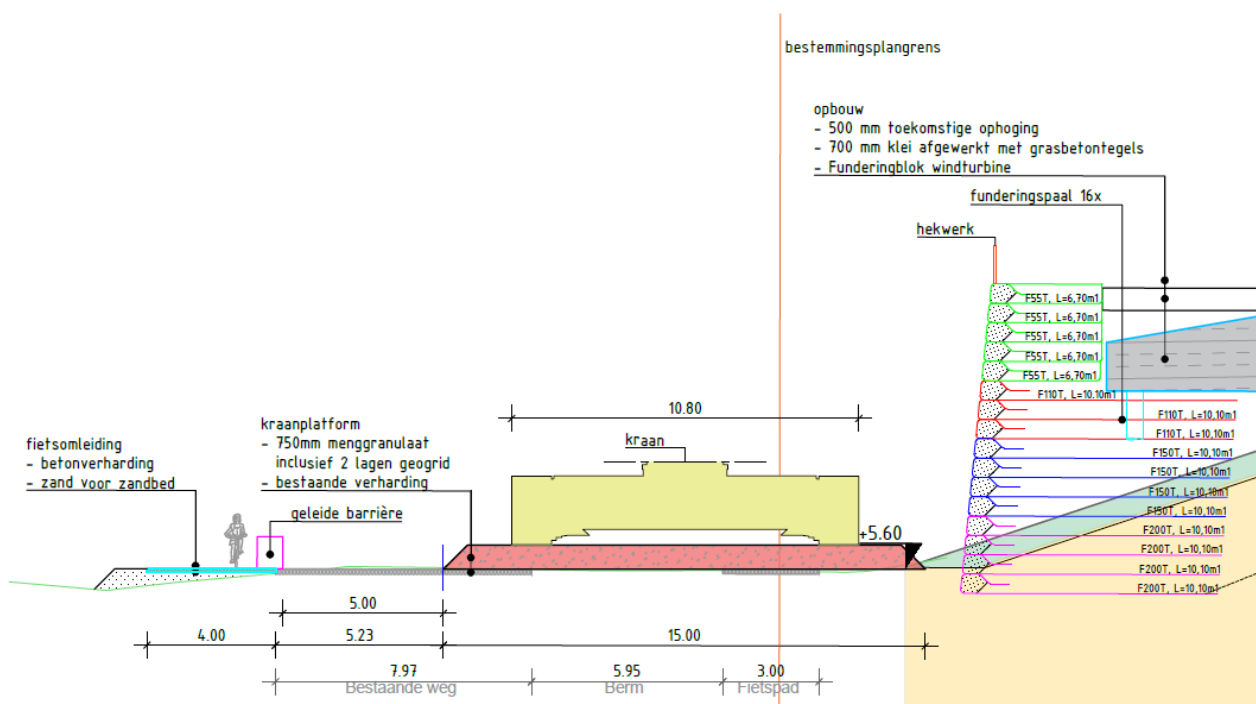
De fundering is ontworpen met een sterkte/weerstand die 'significant' hoger is dan de sterkte van de windturbinemast. Het bezwijken van de windturbine zal altijd optreden in het gedeelte boven de verbinding van de fundering met de turbinemast.

Uitgegaan is namelijk van gevolgklasse CC3 (RC3) voor het geotechnisch en constructief funderingsontwerp. Voor het ontwerp van onderdelen van een windturbine onder extreme omstandigheden en vermoeiing geldt een 'target reliability' van $PF=5 \cdot 10^{-4}$ per jaar. Dit komt overeen met een betrouwbaarheid die past bij constructies in klasse CC1. Bij benadering is de faalkans van een in CC3 ($Pf \approx 10^{-5}$) ingedeelde constructie een factor 100 lager dan van een in CC1 constructie ($Pf \approx 10^{-3}$). Veiligheidsfactoren in CC3 zijn circa 25% hoger dan in klasse CC1.

Het funderingsontwerp heeft een geometrisch bijzondere situatie (terp tegen een talud met daarin een fundering op palen). De interactie tussen grond en constructie kan het best middels een 3D eindige elementenmodel (EEM) worden geanalyseerd. De toepassing van 3D modellen leveren een meer realistische beschouwing en beter inzicht in het werkelijke stijfheids- en vervormingsgedrag. De resultaten van deze berekeningen zijn opgenomen in BG8375-RHD-ZZ-XX-NT-G-0008-WP MV2 Resultaten Plaxis 3D EEM berekening.

Kraanopstelplaats

Naast elke windturbine zal een kraanopstelplaats worden gerealiseerd. Zie [22].



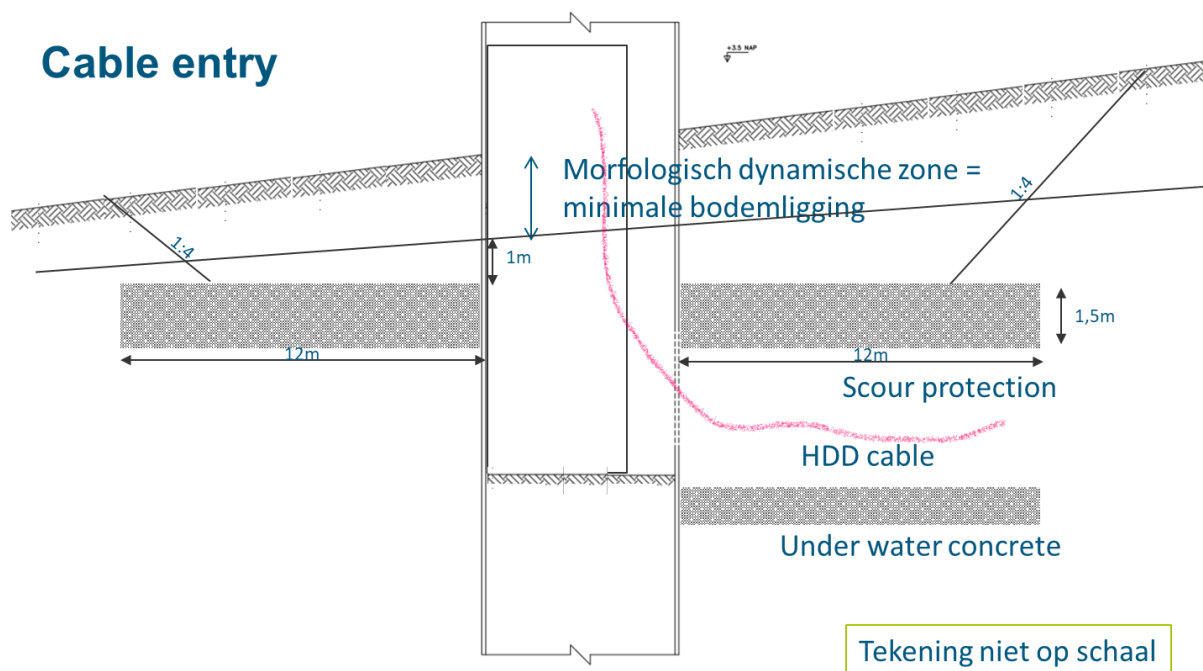
Figuur 17: Kraanopstelplaats Harde Zeewering

Op dit moment is nog niet bekend welke type kraan toegepast zal worden. De kraanopstelplaatsen dienen geschikt te zijn voor belastingen door rupsbanden of kraanstempels. De maximale funderingsdruk (na spreiding door schotten) bedraagt 250 kPa (karakteristieke waarde). Op basis van voorlopige ontwerpberekening wordt 0,65 m menggranulaat nodig geacht met 2 lagen geogrid. Er is geen ontgraving nodig voor grondverbetering.

5.4.2 Zachte zeewering

Het funderingsontwerp voor de Zachte Zeewering bestaat uit een monopaal. Op dit moment is nog niet bekend welke diameter (orde grootte van 5 m) en lengte de paal zal krijgen. Uitgegaan wordt van de worst-case benadering van heiend aanbrengen.

Om lokale ontgravingen te voorkomen (zie [1]) wordt een erosiebescherming rondom alle windturbines aangebracht op minimaal 1 m beneden de minimum bodemligging bij elke windturbine zodat er te allen tijde ruime zanddekking aanwezig is (zie onderstaande figuur). Voor de ontwerpdetails wordt verwezen naar "BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-S-0001 WP MV2 Monopile Concept Design Report". Voor een gedetailleerde analyse van de effecten op de waterveiligheid wordt verwezen naar [1].



Figuur 18. Schets erosiebescherming

De maximale diepte van de ontgrondingskuilen wordt hiermee aanzienlijk beperkt wat de risico's voor de constructie (inclusief risico dat de parkbekabeling bloot komen te liggen) reduceert.

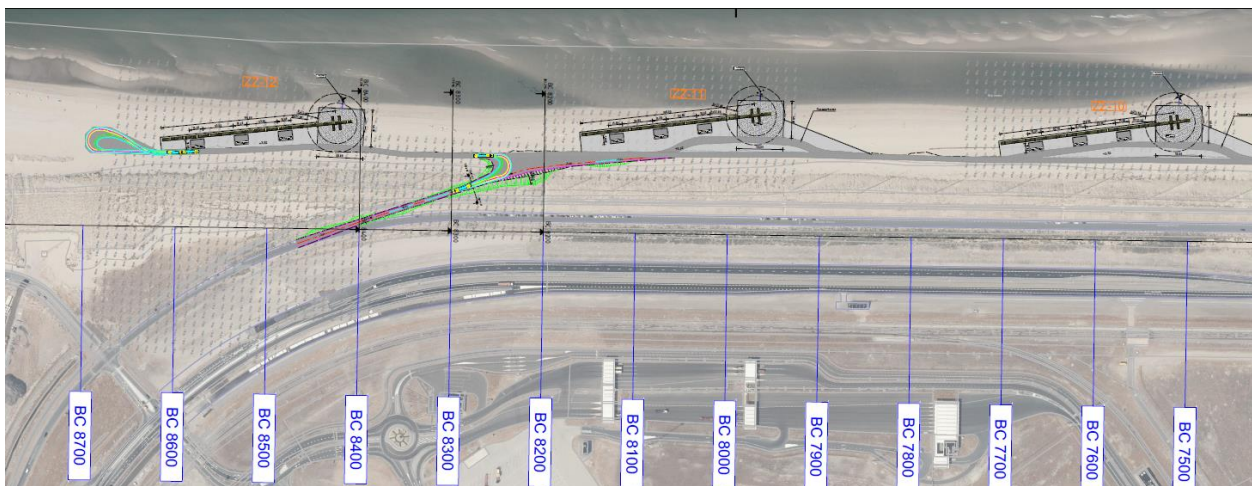
Voor de bouw van de windturbines worden tijdelijke kraanopstelplaatsen aangelegd op een terp. De bovenzijde van de kraanopstelplaats (afmeting 40 x 50 m) bedraagt NAP +3,32 m, ofwel 1 m boven een waterstand met een herhalingstijd van 2 jaar. De terp bestaat uit zand, afgewerkt met een 1,0 m dikke bovenlaag van menggranulaat en tenminste 2 lagen geogrid.

De wijze van constructie van de fundering hangt samen met de locatie van de windturbine op het profiel van de zeewering en dus van de terreinhoogte:

- Bij een terreinhoogte welke hoger is gelegen dan NAP+2,32 m wordt enkel de terp onder talud aangebracht;
- Bij een terreinhoogte gelegen tussen Laag Water en Hoog Water (tussen NAP-0,63 m en NAP+2,32 m) wordt de terp gerealiseerd binnen geotubes;
- Bij een terreinhoogte lager dan Laag Water (NAP-0,63 m) wordt de terp gerealiseerd binnen een verankerde damwand.

Aan de landzijde sluiten de terp aan op het achterliggende duin. Deze harde constructies op de Zachte Zeewering zijn tijdelijk van aard. De bouw van de eerste 6 kraanopstelplaatsen, voor windturbines ZZ-07 t/m ZZ-12 is gepland in het voorjaar 2022, de overige kraanopstelplaatsen worden gebouwd in de zomer. Het verwijderen van alle 12 kraanopstelplaatsen is gepland in oktober t/m december 2022. Dit betekent dat deze constructies enkele maanden tijdens het winterstormseizoen op het strand zullen staan en daardoor een mogelijk risico voor de veiligheid van de waterkering kunnen vormen. Zie hiervoor hoofdstuk 10.

De bouwweg op het strand bestaat uit een rijbaan met met Stelcon platen eventueel in combinatie met rijplaten (zie ook paragraaf 3.5.3):



Figuur 19: principe overzicht kraanopstelplaatsen ZZ

5.5 Bouwfasering

5.5.1 Harde Zeewering

De werkzaamheden vinden plaats buiten het stormseizoen, conform de eisen.

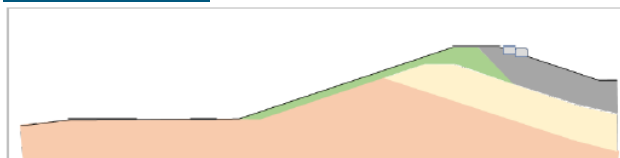
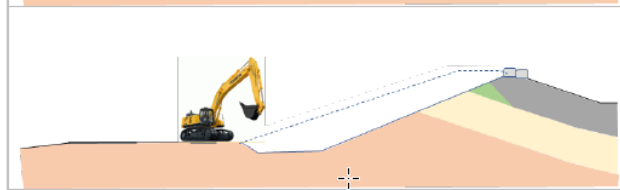
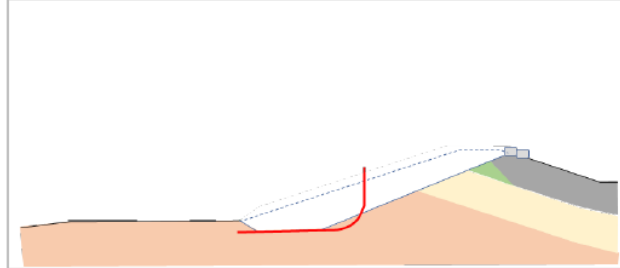
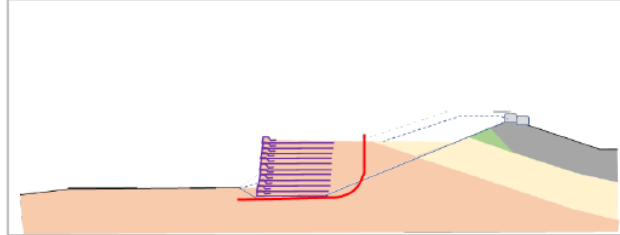
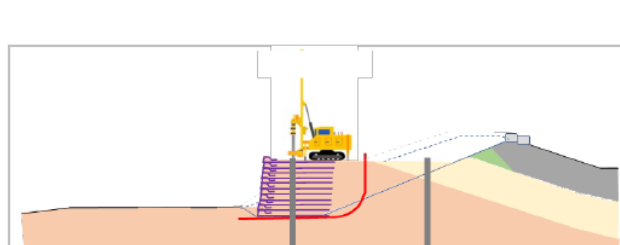
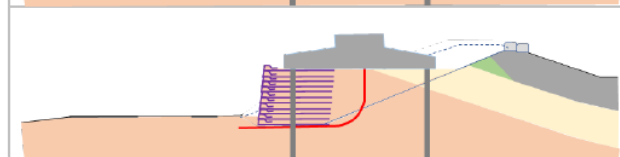
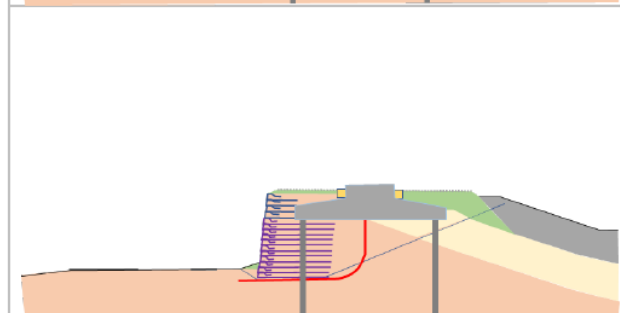
De bouwfasering is als volgt. Deze fasering ligt ten grondslag aan de beoordeling op de effecten van de weringveiligheid.

Voorbereiding bekabeling en terreininrichting

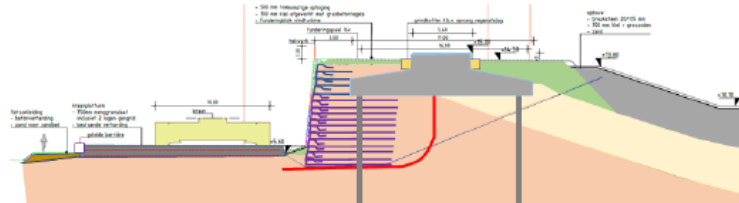
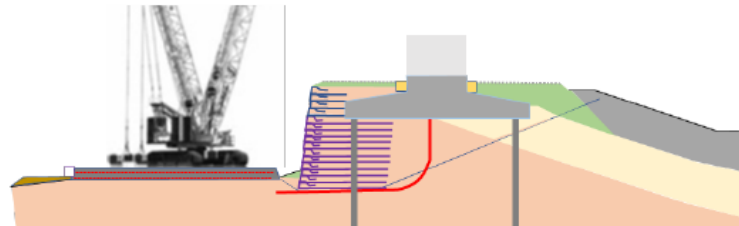
Voordat er gestart kan worden met de aanleg van de grondterpen, wordt er gestart met de voorbereiding van de bekabeling en de inrichting van het terrein. Hierbij zijn de volgende stappen aan de orde:

- Installeren monitoringspunten en uitvoeren nulmetingen;
- Realiseren gestuurde boring (persing) turbine HZ10 onder Maasvlakteweg;
- Omleggen weg.

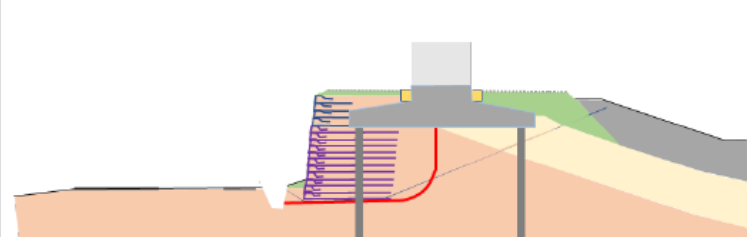
Bouw grondterp

	- Aanbrengen bigbags/zandzakken op de kruin (deze worden met de kraan naar boven gebracht)
	- Afgraven talud van het dijklichaam (1:2,5) - Uitkomende grond gescheiden opslaan in gronddepots - Aanleggen toegangsweg vanaf het fietspad naar het werkplateau (naast de terp op het talud)
	- Aanbrengen mantelbuis; deze gaat onder en achter de gewapende grond via een bochtstraal naar het fundament - Aantal PE buizen en bochtstraal wordt gespecificeerd door turbineleverancier; - HZ01, HZ06 en HZ10: 1x mantelbuis - HZ02 t/m 05, HZ07 en HZ08: 2x mantelbuis (in en uitgaande set) - HZ09: 3x mantelbuis (in en uitgaande set, verbinding met HZ10)
	- Opbouwen met grondlichaam met omgeslagen geogrids tot niveau onderkant fundatie; - Gelijktijdig opbouw van de bouwweg tegen het binnentalud; - Aanvulling en afwerking van zeewering rondom terp (aanvullen zand, kleibekleding en grasbetontegels)
	- Voorboren en schroevend aanbreng van de funderingspalen; - Aanbrengen werkvloer, bekisting en wapening
	- Storten funderingsblok; - Uitharden beton;
	- Afwerken grondterp: - Grindkist en drainage rondom betonnen opstort; - Aanvullen met klei; - Afwerken met grasbetontegels. - Afwerking rondom terp: - Verwijderen bigbags op kruin - Verwijderen bouwweg; - Aanvullen kleibekleding - Aanbrengen 3D structuurmat en inzaaien met gras. - Aanbrengen grasbetontegels. In zone rondom grondterp

Plaatsen windturbines

	- Aanbrengen fundaties voor de kraanopstelplaatsen
	- Mobiliseren kraan - Opbouw kraan - Hijsen van elementen - Demobiliseren kraan

Aanbrengen en aansluiten bekabeling

	- Graven sleuf aan teen van wering (zo ver mogelijk van terp vandaan) - Leggen kabels in sleuf - Doortrekken in mantelbuizen naar turbine - Afmonteren kabels
--	--

In bedrijf stellen windturbine

1. In bedrijf stellen
2. Proefdraaien

Maatregelen bij stormcondities

De bouwwerkzaamheden vinden plaats buiten het stormseizoen, maar bij de nadering van stormcondities (herhalingstijd minder dan 1/10 jaar) worden de volgende aanvullende maatregelen genomen tijdens ontgravingswerkzaamheden:

- Terugplaatsen afgegraven grond en deze grond afdekken met geogrids om erosie door golfoverslag te voorkomen, minimaal 24 uur voordat de golfoverslagcondities worden verwacht;
- Beschikbaar houden van de afgegraven grond. Deze grond bevindt zich daartoe op maximaal 3,3 km van de ontgravingslocatie en is binnen 2 kalenderdagen terug te plaatsen.

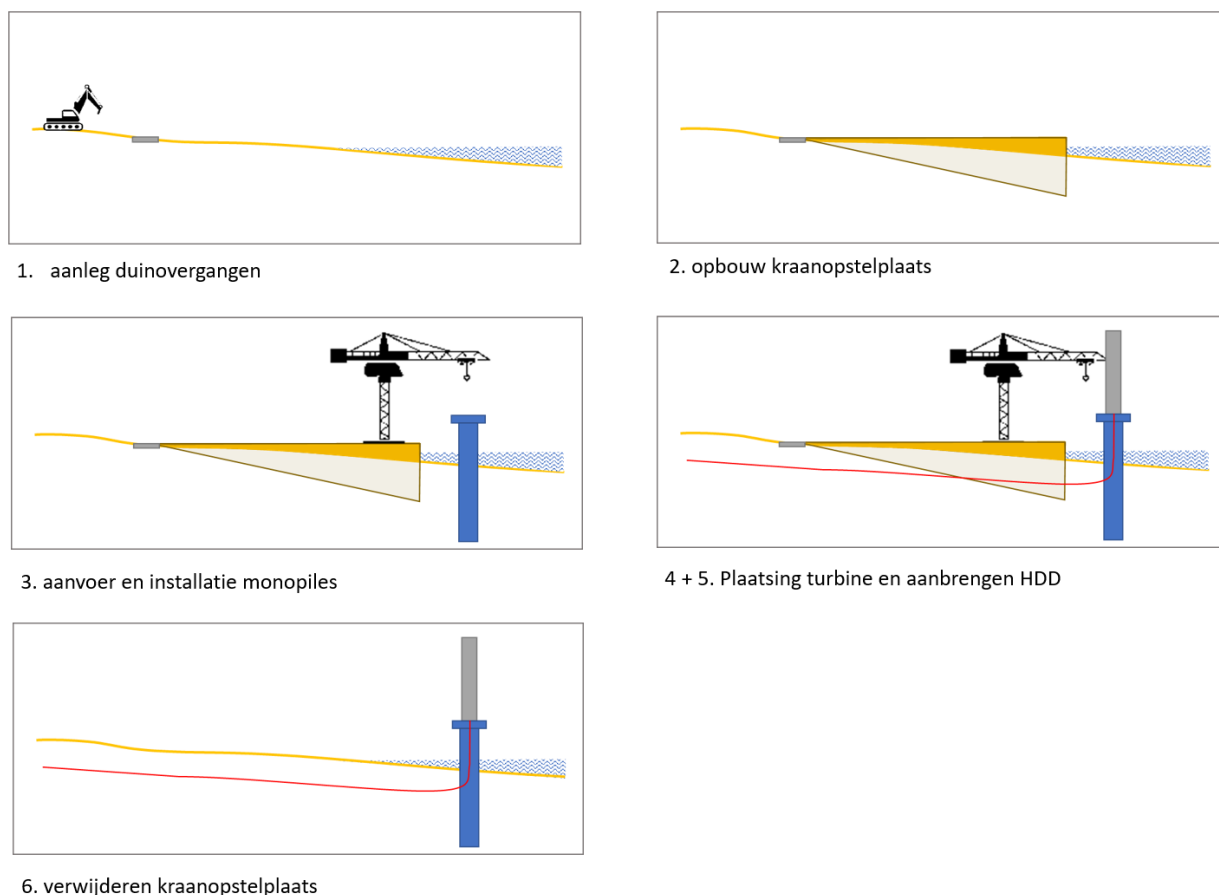
Nadat de storm is gepasseerd worden de volgende aanvullende maatregelen getroffen tijdens de ontgravingswerkzaamheden:

- De geplaatste grond wordt pas verwijderd minimaal 24 uur nadat de golfslagcondities (herhalingstijd minder dan 1/10 jaar) zich niet meer hebben voorgedaan;
- Inspectie van eventuele schade aan de bovenste laag van de zeewering (klei/grasbekleding) zal plaatsvinden tezamen met de beheerder;
- De schade dient binnen 14 dagen herstelt te zijn.

5.5.2 Zachte Zeewering (ZZ)

De werkzaamheden vinden plaats buiten het stormseizoen, conform de eisen.

In navolgende figuur is de algemene bouwfasering weergegeven:



Figuur 20: algemene bouwfasering Zachte Zeewering

5.6 Verwijderingsfase

Harde Zeewering en Overgangszone

Alle onderdelen van het windpark worden verwijderd, met mogelijke uitzondering van de funderingspalen in de HZ. Deze worden tot een hoogte van -1m MV verwijderd tenzij het Bevoegd Gezag aangeeft dat ze er in het geheel uit moeten.

De keuze van het funderingssysteem (zie paragraaf 5.4) is erop afgestemd dat de palen, als daar aanleiding voor is, daarna alsnog geheel verwijderbaar zijn. In hoofdstuk 7 zijn de effecten op de zeewering beschouwd.

De sloopwerkzaamheden vinden plaats buiten het stormseizoen, maar bij de nadering van stormcondities (herhalingsstijd minder dan 1/10 jaar) worden de volgende aanvullende maatregelen genomen tijdens ontgravingswerkzaamheden:

- Terugplaatsen afgegraven grond en deze grond afdekken met geogrids om erosie door golfoverslag te voorkomen, minimaal 24 uur voordat de golfoverslagcondities worden verwacht;
- Beschikbaar houden van de afgegraven grond. Deze grond bevindt zich daartoe op maximaal 3,3 km van de ontgravingslocatie en is binnen 2 kalenderdagen terug te plaatsen.

Nadat de storm is gepasseerd worden de volgende aanvullende maatregelen getroffen tijdens de ontgravingswerkzaamheden:

- De geplaatste grond wordt pas verwijderd minimaal 24 uur nadat de golfslagcondities (herhalingstijd minder dan 1/10 jaar) zich niet meer hebben voorgedaan;
- Inspectie van eventuele schade aan de bovenste laag van de zeewering (klei/grasbekleding) zal plaatsvinden tezamen met de beheerder;
- De schade dient binnen 14 dagen hersteld te zijn.

Zachte Zeewering

De windturbines, kabels, fundaties en dergelijke worden - conform de eisen - 1 jaar na beëindiging van de exploitatietermijn te worden verwijderd en afgevoerd.

Zandverlies zal zoveel mogelijk voorkomen worden. Eventueel verdwenen zandvolumes worden weer aangevuld met zand met een korreldiameter > 333 µm. Eventueel verdwenen beplanting wordt hersteld (helmgras).

6 Belastingen

6.1 Belastingen tijdens de bouwfase

Uitgangspunt in de beoordeling is dat de werkzaamheden welke van invloed kunnen zijn op de veiligheid van de waterkeringen zullen plaatsvinden onder 'normale' operationele ontwerpomstandigheden en daardoor niet gelijktijdig plaatsvinden met maatgevende hydraulische belastingen behorend bij een herhalingsjild van 10.000 jaar.

6.1.1 Kruinbelasting

Harde Zeewering

Transport vindt plaats o.a. via de Prinses Maximaweg en de Maasvlakteweg; zie paragraaf 3.5.3.

Uitgangspunt is dat tijdens de bouwfase geen verkeersbelasting op de kruin van de waterkering nabij de windturbine aanwezig is; zie paragraaf 6.1.1. De bovenbelasting bestaat uit met zand gevulde bigbags ten einde bij hoog water de golfoverslag te voorkomen.

Zachte Zeewering

Transport vindt plaats via 4 verschillende duinovergangen (zie Figuur 9), niet in de nabijheid van de windturbinelocaties.

Overgangszone

Uitgangspunt is dat tijdens de bouwfase geen verkeersbelasting op de kruin van de waterkering nabij de overgangszone aanwezig is. De bovenbelasting bestaat uit met zand gevulde bigbags ten einde bij hoog water de overslag te beperken.

6.1.2 Belasting grondterp

Het funderingsontwerp bestaat uit een fundering op palen in combinatie met een talud van gewapende grond (zie paragraaf 5.4). Deze grondterp zorgt voor extra belasting op de ondergrond en resulteert in zakkings van de kruin.

6.1.3 Belasting kraanopstelplaats

De kraanbelastingen bevinden zich direct naast de windturbines aan de binnenzijde (zie bijvoorbeeld Figuur 17 en Figuur 19) voor zowel de HZ als de ZZ.

Deze belastingen hebben een gunstig (tegenwerkend) effect op de stabiliteit (buitenwaarts) van de kering. In de beschouwing is om deze reden geen rekening gehouden met de kraanbelastingen.

6.1.4 Grondversnellingen door trillingen gedurende de bouwfase

Harde Zeewering

Voor de fundering van de windturbines van de HZ is voor de beschouwing van de effecten op de waterkering uitgegaan van de toepassing van een grondverdringend, *trillingsarm* paalsysteem (zie paragraaf 5.4.1).

Er is daarmee geen negatief effect op de zeewering te verwachten.

De terp wordt gerealiseerd door middel van gewapende grond, zonder toepassing van damwanden. Er is daarmee geen zetting door grondversnellingen te verwachten.

Zachte Zeewering

De monopalen worden trillend dan wel heidend op diepte gebracht.

Ook worden mogelijk tijdelijke damwanden toegepast voor de realisatie van de terp van de kraanopstelplaats. Deze damwanden worden ingetrild en dan weer trillend getrokken.

Vanwege het dynamische profiel van de ZZ vormen trillingen geen risico voor de zeewering. Er wordt geen instabiliteit verwacht en eventuele verzakking door verdichting wordt ook toelaatbaar geacht, mits de zandvolumes worden aangevuld.

Overgangszone

In het voorgaande is toegelicht dat er vanuit de fundering van de HZ geen trillingen te verwachten zijn.

Op een afstand van ca. 100 m van de zuidelijk punt van overgangszone wordt ter plaatse van de ZZ een windturbine gerealiseerd (ZZ-01), gefundeerd op een monopaal.

Mogelijk wordt de kraanopstelplaats omgeven door korte damwanden. Mede hierdoor zijn ze niet maatgevend ten opzichte van de monopile.

De te verwachten trillingssnelheden ter plaatse van de overgangszone zijn afhankelijk van de ondergrond, hei- of trilenergie en de afstand tot de bron. Om een inschatting te maken van de te verwachten heitrillingen is de methode uit de CUR166 'Damwandconstructies' 6^e druk toegepast.

De empirische formule betreft:

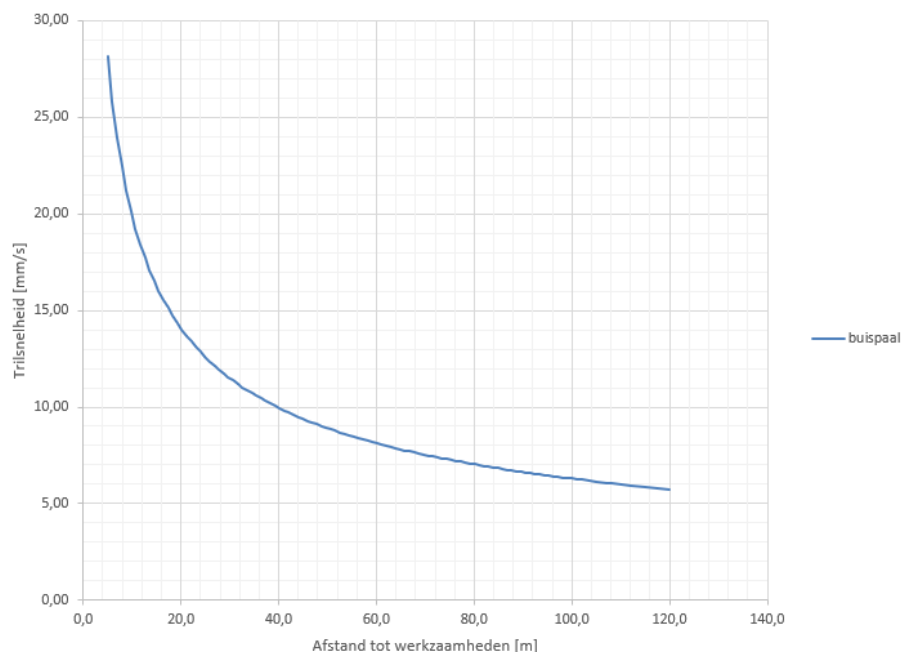
$$V_{\max;99\%;heien}(r) = V_{0;cor;99\%;heien} \cdot \sqrt{0,8 \cdot E_{pot}} \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{5}{r}} \cdot e^{(-\alpha \cdot (r-5))}$$

$V_{\max;99\%}$	=	De trillingssnelheid die met een kans van 99 procent wordt overschreden
$V_{0;cor;99\%}$	=	Referentietrillingssnelheid of bronsterkte op 5 m afstand van de trillingsbron
E_{pot}	=	Potentiële energie van het heiblok
$0,8$	=	Reductiefactor er van uitgaande dat 80% van hei-energie in de paal terecht komt
λ	=	Reductiefactor voor overdracht trillingen naar ondergrond
r	=	Afstand tot heibron
α	=	Factor waarin materiaaldemping en geometrische demping verdisconteerd zit

Uitgangspunten heien buispalen:

- $V_{0;99\%} = 0,106$ mm/s voor profiel Maasvlakte (5) [19]
- Maatgevende frequentie 25 Hz
- $E_{pot} = 180.000$ Nm
- $\lambda = 0,7$
- $r_{referentie} = 5$ m
- $\alpha = 0,0$ m⁻¹ voor profiel Maasvlakte (5) [19]

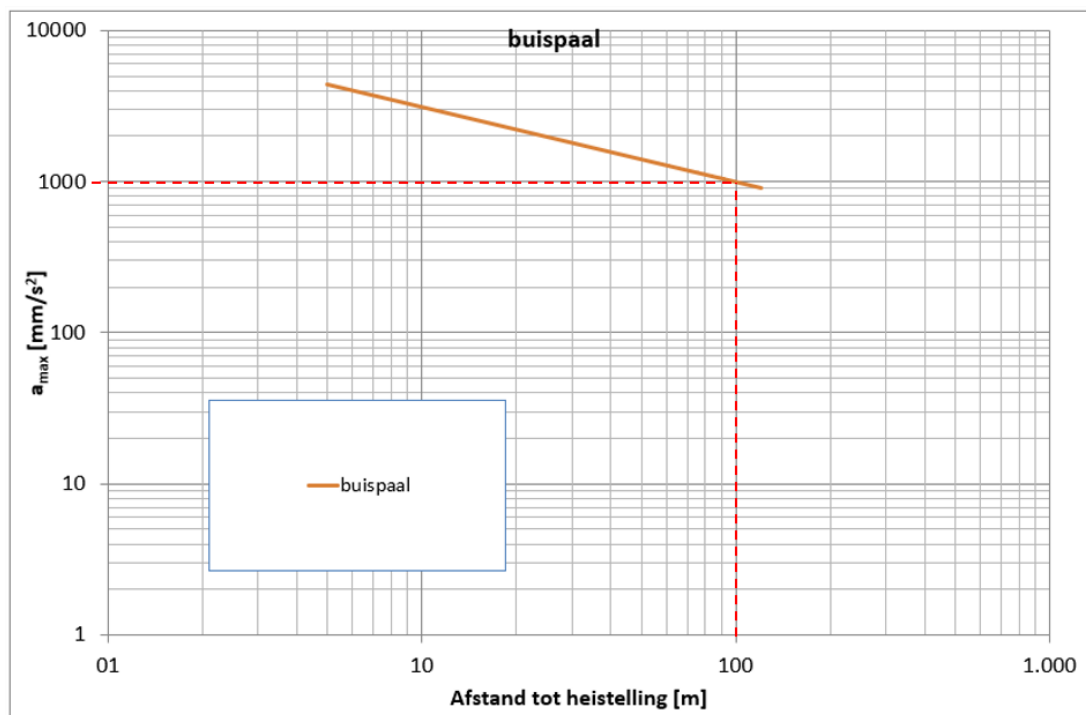
De trillingssnelheid - bij 1% kans van overschrijding - als functie van de afstand tot de bron is weergegeven in onderstaande figuur:



Figuur 21: inschatting trillingssnelheden conform CUR166 (99% bovengrens)

Op basis van de verwachte trillingssnelheden $V_{\max;99\%}$ is de bijbehorende grondversnelling bepaald volgens: $a_{\max} = (2 \times \pi \times f) \times V_{\max;99\%}$

De grondversnellingen als functie van de afstand tot de bron zijn weergegeven in onderstaande figuur:



Figuur 22: Verwachte grondversnellingen

Duidelijk blijkt dat de versnellingen in de ondergrond het grootst zijn nabij de bron en snel afnemen met de afstand.

Volgens bovenstaande figuur worden ook op grotere afstanden (meer dan 75 m) nog aanzienlijke trillingen voorspeld (meer dan 5 mm/s). Volgens ervaringsgegevens zullen de trillingen (en dus versnellingen) op deze afstand echter beperkt zijn.

Er zou dus met een lagere versnelling gerekend kunnen worden dan de ca. 1000 mm/s² die uit Figuur 22 volgt op een afstand van 100 m. Dit is niet gedaan en is een conservatieve aanpak. Gekozen is te rekenen met een versnelling van **1,0 m/s² (bovengrens)**, ofwel 0,1g.

De stabiliteitsberekeningen zijn met het programma D-Geo Stability (versie 18.1.1.3) uitgevoerd. Hierbij is deze grondversnelling opgelegd als een aardbevingscomponent. Aangezien in de berekeningsmodellen de versnellingscomponent voor het gehele grondprofiel geldt, is dit een conservatieve modellering. Er wordt geen rekening gehouden met damping.

Voor de stabiliteit is een horizontale versnelling ongunstiger dan een verticale versnellingscomponent. Op korte afstand is de horizontale trillingsrichting dominant. Op afstanden van orde grootte van 100 m tot de trillingsbron wordt de verticale trillingsrichting dominant. In dit geval zijn de horizontale en verticale component aan elkaar gelijkgesteld.

6.1.5 Wateroverspanningen

Naast versnelling zal als gevolg van trillen/heien een relatieve wateroverspanning kunnen optreden in de ondergrond. Doorgaans is de invloed van de relatieve waterspanningen op een afstand van meer dan 10 m van de bron verwaarloosbaar klein.

Ter plaatse van de ZZ is een dik pakket slappe lagen. Het optreden van wateroverspanningen zal, gezien de minimale afstand van de trillingsbron van orde grootte van 100 m, geen invloed hebben op de OZ of HZ. Om deze reden is er geen rekening gehouden met wateroverspanningen bij de beschouwingen van de HZ en OZ.

Trillingen/heien kunnen ter plaatse van de ZZ echter wel een aanleiding zijn tot het optreden van verweking/zettingsvloeiing. In hoofdstuk 7 wordt dit aspect nader beschouwd.

6.1.6 Verdichting ondergrond

De ondergrond is niet verdichtingsgevoelig (zie paragraaf 5.1 en uitgewerkt in paragraaf 7.7). Door installatie van de palen en damwanden op de ZZ kan daardoor hooguit mogelijk enige verdichting optreden en daarmee enige zakking (orde 5-10 mm) in de directe omgeving veroorzaken. Gezien de afstand van de windturbines van de ZZ tot de HZ en OZ (orde grootte 100 m) zal dit geen negatieve effecten hebben op de standzekerheid van de blokkendam en de algemene weringveiligheid. Dit aspect is daartoe niet verder beschouwd.

6.1.7 Ontgravingen en ophoging

Ten behoeve van de aanleg van het fundament van de windturbines bij de HZ zijn tijdelijke ontgravingen benodigd. In hoofdstuk 7 wordt de invloed van ontgravingen verder beschouwd.

Als onderdeel van het fundament van de windturbines bij de HZ wordt het bestaande maaiveld opgehoogd (zie bv. paragraaf 5.4.1). In hoofdstuk 7 wordt de invloed van deze ophogingen verder beschouwd.

Voor de kraanopstelplaatsen bij de turbines van de ZZ wordt een terp aangebracht. Deze zal mogelijk enige zetting veroorzaken maar verder geen invloed hebben op de zeewering. Dit aspect is daartoe niet verder beschouwd.

Er worden binnen ten minste 90 m afstand van de blokkendam geen grondroerende werkzaamheden uitgevoerd of materialen opgeslagen.

6.2 Belastingen tijdens de gebruiksfase

Voor beschouwing van de gebruiksfase wordt rekening gehouden met het optreden van maatgevend hoogwater in combinatie met harde wind. Daarnaast is ook de situatie met een waterstand bij dagelijkse omstandigheden geanalyseerd.

Kruinbelasting

Onder de maatgevende omstandigheden is er geen belasting aanwezig op de kruin.

Trillingsintensiteit tijdens gebruik windturbines

Tijdens de gebruiksfase ontstaan trillingen in de ondergrond door het draaien van de rotorbladen, door de variaties in windsnelheid en door de trillingen in de constructie. Deze trillingen leiden tot toename van de belasting op de ondergrond door grondversnellingen.

Onderscheid wordt gemaakt in de volgende omstandigheden:

- **Dagelijkse omstandigheden met lage en gemiddelde windsnelheden**
Bij windsnelheden tot 12,5 m/s (gemiddeld 8,5 m/s) zijn de rotorbladen zo ver mogelijk uitgezet. Voor deze dagelijkse omstandigheden wordt in de stabiliteitsberekeningen uitgegaan van een maximale horizontale en verticale grondversnelling van **0,04 m/s²**, zie kader voor toelichting;
- **Draaiende rotor bij hoge windsnelheid**
Bij windsnelheden tussen 12,5 m/s en 25 m/s (hoge windsnelheid) is het nominaal vermogen bereikt. Om overtoeren te voorkomen worden de bladen uit de windrichting gedraaid, zodat de draaisnelheid van de generator gelijk blijft. Op basis van een onderzoek door Deltares (Hölscher, 2016) is voor deze windcondities uitgegaan van een versnelling in de ondergrond nabij de funderingsplaat van **0,08 m/s²**.
- **Stilstaande rotor bij extreme windsnelheid**
Bij windsnelheden hoger dan 25 m/s wordt uitgeschakeld en zijn de bladen in vaanstand. Zodra de bladen stilstaan, is de versnelling tijdens de extreme windomstandigheden, nabij de funderingsplaat circa **0,16 m/s²** (inschatting op basis van artikel van Hölscher (2016)).
- **Noodstop of windstoot bij extreme windsnelheid**
Voor een windturbine op een waterkering is verondersteld dat de extreme stormsituatie kan optreden bij een hoogwater dat 1 keer per jaar voorkomt. Dit betekent dat uitgegaan moet worden van een windsnelheid in de range van 30-45 m/s. Bij deze stormsituatie is de turbine uitgeschakeld. De rotor staat dan stil, zodat draaiing geen bijdrage meer levert aan de trillingen. Op basis van onderzoek door Deltares (Hölscher, 2016) is afgeleid dat voor de situatie waarbij de turbine in één klap wordt uitgezet de trillingssnelheid in de bodem in de orde van 5 mm/s zal zijn, met een hoge waarde van 8-10 mm/s. De frequenties liggen in de range van 0,2-5 Hz. Dit leidt tot een maximale versnelling van circa **0,25 m/s²** nabij de funderingsplaat.

Uit trillingsmetingen [24] blijkt dat verticale trillingen op 5 m uit de turbine al 50% van horizontale trillingen zijn. Met toenemende afstand neemt het percentage snel verder af, terwijl horizontale trilling maar

langzaam afneemt. De in de berekeningen gehanteerde grondversnellingen zijn samengevat in onderstaande tabel:

tabel 11: Overzicht grondversnellingen in de gebruiksfase

Fase	Situatie	Grondversnellingen	
		Horizontaal [m/s ²]	Verticaal [m/s ²]
Gebruik (dagelijkse omstandigheden)	Gemiddelde wind (8,5 m/s)	0,04	0,04
Gebruik (extreme omstandigheden)	Noodstop/windstoot	0,25	0,125
	Stilstaande bladen (windsnelheid >25 m/s)	0,16	0,08
	Draaiende bladen (windsnelheid 12,5-25 m/s)	0,08	0,04

De waarde van de grondversnelling onder dagelijkse omstandigheden is gebaseerd op beschikbare metingen bij andere projecten (Fugro, 2012 en Deltares, Hölscher, 2016 [24]). De versnellingen zijn gemeten op het fundament nabij opgestelde 3 MW turbines in de Afrikahaven te Amsterdam (2008) en nabij Noordland op de Neeltje Jans (2009). Door Deltares zijn in 2016 metingen verricht bij een windturbine in Gouda. De metingen van Fugro zijn verricht bij lage en gemiddelde windsnelheden tot circa 14 m/s (windkracht tot 6 Bft). De gemeten waarden voor de versnellingen waren:

	Noordland	Afrikahaven
a_{hor}	0 tot 0,025 m/s ²	0,01 tot 0,035 m/s ²
a_{vert}	0,02 tot 0,075 m/s ²	0,015 tot 0,05 m/s ²

Bij metingen door Deltares bij Gouda bedroeg de gemiddelde windsnelheid 14-16 m/s en de maximale windsnelheid 22-24 m/s. De grootste gemeten trillingsnelheid op de fundering is 4 mm/s geweest. De trillingen in de grond waren gemiddeld 1-2 mm/s, met een maximale snelheid van 3 mm/s. Trillingen namen duidelijk af bij toenemende afstand. Dominant voor de horizontale trillingen is de frequentie van 3 Hz. Hierbij bedraagt de versnelling 0,04 m/s².

Daarnaast zijn door Fugro in 2016 trillingsmetingen uitgevoerd rondom een 6MW windturbine nabij de Eemshaven. Op circa 15 m afstand waren aan maaiveld en op diepte nagenoeg geen verhogingen meer waarneembaar ten opzichte van de achtergrondtrillingen. De grootste versnellingen traden op bij opstarten/noodstops, waarbij waarden van 0,015 tot 0,03 m/s² zijn gemeten.

In de stabiliteitsberekeningen is voor het gehele grondmodel een gelijke versnelling opgelegd, zonder rekening te houden met demping. Dit is een conservatieve aanname.

Wateroverspanningen

Tijdens het gebruik worden de cyclische belastingen via het stijve funderingsblok over de palen verdeeld bij de HZ. Wateroverspanningen zullen op korte afstand al zijn afgenomen (<10m). Het effect van de wateroverspanningen in de gebruiksfase is niet relevant voor de macrostabiliteit van de zeewering.

Nazakken ondergrond

De funderingspalen worden in het ophoogzand geïnstalleerd, boven de diepere samendrukbare lagen. Er ontwikkelt zich daarmee geen negatieve schachtwrijving. Door de fundering op deze wijze uit te voeren, zakt het fundament in gelijke mate met de kruin.

6.3 Belastingen tijdens de verwijderingsfase

De werkzaamheden dienen plaats te vinden buiten het stormseizoen. De sloopwerkzaamheden - welke van invloed kunnen zijn op de veiligheid - zullen daarmee plaatsvinden onder 'normale' omstandigheden en daardoor niet gelijktijdig plaatsvinden met maatgevende hydraulische belastingen.

Kruinbelasting

Tijdens de verwijderingsfase zal er geen bovenbelasting op de kruin aanwezig zijn.

Belasting kraanopstelplaats

De kraanbelastingen bevinden zich aan de buitenzijde van de waterkering. Deze belastingen hebben een gunstig (tegenwerkend) effect op de buitenwaartse stabiliteit. In de stabiliteitsberekeningen is om deze reden geen rekening gehouden met de kraanbelastingen.

Grondversnellingen door slopen fundament

De eisen zoals gesteld in hoofdstuk 4 geven aan dat de palen bij de HZ mogelijk dienen te worden verwijderd en dat de fundering bij de ZZ dient te worden verwijderd.

Voor de verwijdering van het blok van de windturbine funderingen zal als hoofdmaterieel gebruik worden gemaakt van een hydraulische graafmachine met een sloophamer. Deze draait doorgaans met 310-390 toeren/min, ofwel een frequentie van 5 à 6 Hz. Bij deze frequentie wordt een versnelling verwacht van circa horizontaal 300 mm/s^2 (**$0,3 \text{ m/s}^2$**) en verticaal 150 mm/s^2 (**$0,15 \text{ m/s}^2$**).

In hoofdstuk 7 en 8 wordt dit aspect nader beschouwd voor zowel de HZ als de ZZ (in verband met het mogelijk optreden van verweking/zettingsvloeiing).

Ontgravingen

Ten behoeve van de sloop van het fundament van de windturbines en fundering voor de kraanopstelplaats zijn tijdelijke ontgravingen benodigd ter plaatse van de HZ. Deze bevinden zich in het voorland.

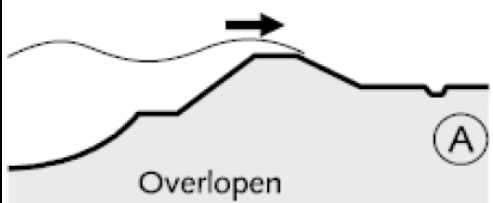
Voor de verwijdering van kabels en leidingen zullen eveneens tijdelijke ontgravingen nodig zijn. In hoofdstuk 7 en 8 wordt dit aspect verder beschouwd.

7 Beoordeling ondergrondse effecten Harde Zeewering en Overgangszone

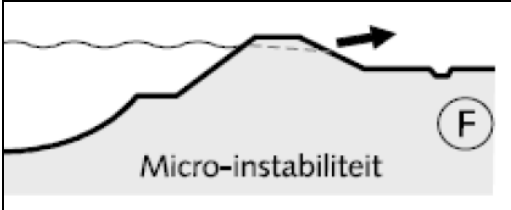
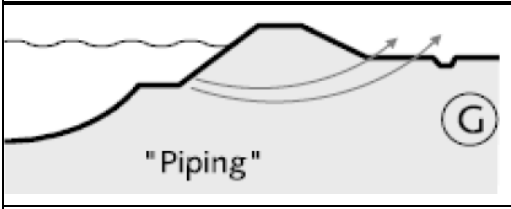
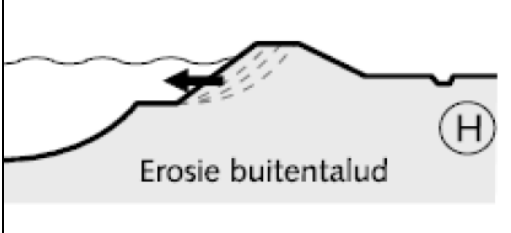
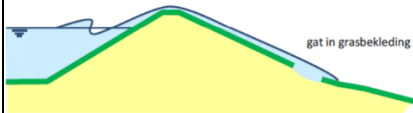
7.1 Selectie relevante faalmechanismen o.b.v. kwalitatieve analyse

De mogelijke ondergrondse effecten van de windturbines op de weringveiligheid zijn beschouwd aan de hand van verschillende faalmechanismen voor de zeewering. Een korte beschrijving van de faalmechanismen, evenals de potentiële effecten op de sterkte van of de belasting op de zeewering, is gegeven in onderstaande tabel. Op basis van een kwalitatieve analyse is aangegeven of het mechanisme relevant is. De relevante faalmechanismen worden in het vervolg van dit hoofdstuk nader beschouwd.

tabel 12: Omschrijving faalmechanismen (figuren uit VTV2006)

Faalmechanisme	Omschrijving effecten op belasting/sterkte
 Overlopen	Overlopen in combinatie met doorgaande erosie leidt tot een overstroming. De weerstand hiertegen wordt o.a. bepaald door de helling van het buitentalud en de hoogte van de kruin. Kruindaling door verdichting dijk/grond t.g.v. trilling wordt niet verwacht omdat een trillingsvrij paalsysteem is voorzien. Herschikking van de blokkendam ten gevolge van trillingen is – in vergelijking met de golfaanslag – niet aan de orde maar wel beschouwd in dit hoofdstuk en is onderdeel van de monitoring. <u>Effecten</u> <u>Bouwfase:</u> - Kruindaling door opbouw/verdichting grondterp en aanleg fundering (extra belasting). Vanwege de grote afstand wordt geen zetting van de blokkendam verwacht; - Kans op doorgaande erosie kruin en binnentalud vanwege ontgraving kleibekleding en beschadigingen aan de grasmat. In het ontwerp is als maatregel al voorzien dat bigbags op de kruin worden geplaatst. - Kruindaling door het heidend/trillend aanbrengen van damwanden en monopaal bij ZZ01. Geen effect op blokkendam vanwege grote afstand. <u>Gebruiksfasen:</u> - Zetting kruin ten gevolge van aanwezigheid van grondterp en fundatie; geen zetting blokkendam daardoor. - Trillingen (verdichting) hebben geen effect op de standzekerheid van de blokkendam (zie paragraaf 7.7). <u>Verwijderingsfasen:</u> - Kans op doorgaande erosie binnentalud vanwege ontgraving kleibekleding. Als maatregel worden bigbags op de kruin geplaatst om overslag te voorkomen. - Kruindaling door verdichting dijk/grond a.g.v. trilling. Grootte zal verwaarloosbaar zijn door aanwezigheid van goed verdicht zand.
 Golfoverslag	Golfoverslag kan leiden tot erosie van de kruin en het binnentalud door de kracht van het stromend water. De belasting wordt gevormd door de hydraulische randvoorwaarden en het daaruit voortvloeiende overslagdebiet. De sterkte wordt bepaald door de erosiebestendigheid van het binnentalud. Herschikking van de blokkendam ten gevolge van trillingen is – in vergelijking met de golfaanslag – niet aan de orde maar wel beschouwd in dit hoofdstuk en is onderdeel van de monitoring. <u>Effecten</u> <u>Bouwfase:</u> Tijdelijke verlaging kruin door ontgraving voor opbouw grondterp.

Faalmechanisme	Omschrijving effecten op belasting/sterkte
	• Zetting kruin door opbouw en verdichting grondterp; geen zetting blokkendam. • Kans op doorgaande erosie binnentalud vanwege tijdelijke verwijdering kleibekleding en beschadiging grasmat. Als maatregel worden bigbags op de kruin geplaatst om overslag te voorkomen. <i>Gebruiksfase:</i> • Zetting kruin ten gevolge van aanwezigheid van grondterp en fundatie; geen zetting blokkendam daardoor. • Trillingen (verdichting) hebben geen effect op de standzekerheid van de blokkendam (zie paragraaf 7.7). <i>Verwijderingsfase:</i> • Tijdelijke verlaging kruin door ontgraving voor opbouw grondterp. • Kans op doorgaande erosie binnentalud vanwege tijdelijke niet aanwezig zijn van kleibekleding of beschadiging grasmat. Als maatregel worden bigbags op de kruin geplaatst om overslag te voorkomen. • Kruindaling door verdichting dijk/grond a.g.v. trilling. Grootte zal verwaarloosbaar zijn door aanwezigheid van goed verdicht zand.
 Afschuiven binnentalud (C)	Instabiliteit (afschuiven) van het binnentalud kan optreden, door infiltratie van het overstromend water bij een combinatie van hoge waterstand en golfoverslag, door waterdruk tegen de zeewering en door ontgravingen. Daarnaast bestaat de belasting uit het gewicht van de waterkering en eventuele verkeersbelasting. De sterkte wordt bepaald door de geometrie en het gewicht en de schuifsterkte van de ondergrond. Een verhoogde waterspanning in de ondergrond of grondversnelling door heien/trillingen is niet aan de orde gezien de toepassing van een trillingsvrij paalsysteem en de zandige bodemopbouw. Daarnaast vinden er geen transporten plaats op de kruin van de dijk. <u>Effecten</u> <i>Bouwfase:</i> • Ontgraving binnentalud voor aanleg grondterp • Ontgraving sleuf nabij binnenteen t.b.v. kabels • Oprit tegen binnentalud <i>Gebruiksfase:</i> • Trillingen van het fundament als gevolg van cyclische windbelastingen kunnen leiden tot toename van de grondbelasting op naastgelegen zeewering; <i>Verwijderingsfase:</i> • Toename van belasting door trillingen tijdens het slopen van het fundament; • Ontgravingen aan buitenzijde ten behoeve van sloop fundament. • Ontgraving sleuf nabij binnenteen t.b.v. kabels
 Afschuiven buitentalud (E)	Dit mechanisme betreft de instabiliteit (afschuiven) van het buitentalud, het stenig duin. De sterkte wordt bepaald door de geometrie van de waterkering en het gewicht en de schuifsterkte van de ondergrond. Het optreden hiervan kan mogelijk de standzekerheid van de blokkendam beïnvloeden. <u>Effecten</u> <i>Bouwfase:</i> • Geen toename van belasting door trillingen tijdens installatie van palen van de HZ. Mogelijke invloed installatie damwanden of heien fundering windturbines ZZ. <i>Gebruiksfase:</i> • Trillingen van het fundament als gevolg van cyclische windbelastingen kunnen leiden tot toename van de grondbelasting; <i>Verwijderingsfase:</i> • Toename van belasting door trillingen tijdens het slopen (fundament).

 Micro-instabiliteit (F)	Micro-instabiliteit betreft het verlies van stabiliteit (afdrukken/afschuiven) van de kleibekleding op het binnentalud onder invloed van grondwater dat door het grondlichaam stroomt. Omdat er geen waterstandsverschil aanwezig is, kan dit faalmechanisme uitgesloten worden.
 "Piping" (G)	Piping betreft kwelstroming door de ondergrond waarbij achter de dijk erosie ontstaat en grond meegevoerd wordt (zandmeevoerende wellen). Omdat er geen waterstandsverschil aanwezig is, kan dit faalmechanisme worden uitgesloten.
 Erosie buitentalud (H)	Dit mechanisme betreft erosie van het buitentalud of de vooroever door stroming of golfbeweging. Harde objecten in of nabij het buitentalud kunnen leiden tot lokale stroomversnelling en dus toename van de belasting. <u>Effecten</u> Er zijn geen objecten in het buitentalud voorzien. Evenmin treedt er een aanpassing op van het buitentalud. Er worden daardoor geen effecten verwacht.
 instabiliteit van het voorland (afschuiving en zettingsvloeiing)	Zettingsvloeiing leidt tot een verandering van de geometrie van het voorland van een waterkering en kan daarmee van invloed zijn op andere faalmechanismen zoals overslag/overloop en macrostabiliteit. Eén van de voorwaarden voor het optreden van een zettingsvloeiing is het optreden van een inleidend mechanisme. Dit kan een (flinke) trilling zijn, bijvoorbeeld door heien of neerkomen van een gondel. Het optreden van dit mechanisme beïnvloedt de standzekerheid van de blokkendam. <u>Effecten</u> <u>Bouwfase:</u> • Mogelijk inleidend mechanisme door heien monopaal bij ZZ01 <u>Gebruiksfase:</u> • Mogelijk inleidend mechanisme door trillingen van het fundament als gevolg van cyclische windbelastingen. <u>Verwijderingsfase:</u> • Mogelijk inleidend mechanisme door trillingen tijdens het slopen (fundament).
 Instabiliteit van bekleding	Erosie en/of instabiliteit van de bekleding (steenzetting en grasmat) betreft schade door golfklappen, golfoploop, golfoverslag, wateroverdrukken en stroming. De schade kan leiden tot het bloot komen van de kern van de dijk. De sterkte voor bepaald door de materiaaleigenschappen (sterkte en stijfheid) en de actuele staat van de bekleding. <u>Effecten</u> <u>Bouwfase</u> • Afname van de sterkte tijdens ontgraving; • Afname (tijdelijk) sterkte van de grasmat/bekleding ter plaatse van de aanvulling rondom de grondterp en bouwweg tegen het talud. <u>Gebruiksfase:</u> • Erosie kan optreden op de overgang van het fundament/grondterp en de bekleding <u>Verwijderingsfase:</u> Overeenkomstige de bouwfase, maar dan bij het verwijderen van het fundament en grondterp.

	De blokkendam heeft een unieke beschermende functie van de wering. De afzonderlijke blokken van de blokkendam zijn precies gepositioneerd. Herschikking van de blokkendam ten gevolge van trillingen is – in vergelijking met de golfaanslag – niet aan de orde maar wel beschouwd in dit hoofdstuk en is onderdeel van de monitoring. Voor de nadere uitwerking van de effecten wordt verwezen naar paragraaf 7.7. <u>Effecten</u> Bouwfase • Geen toename van belasting door trillingen tijdens installatie van palen van de HZ. Mogelijke invloed installatie damwanden of heien fundering windturbines ZZ. • Extra belasting door opbouw/verdichting grondterp en aanleg fundering (extra belasting). Vanwege de grote afstand wordt geen zetting van de blokkendam verwacht. • Geen werkzaamheden buitentalud of verder zeewaarts. Gebruiksfasen: • Trillingen van het fundament als gevolg van cyclische windbelastingen kunnen leiden verdichting van de ondergrond en daarmee zetting van de blokkendam. Verwijderingsfase: • Mogelijke trillingen tijdens het slopen (fundament) welke kunnen leiden tot verdichting van de ondergrond en daarmee zetting van de blokkendam.
Standzekerheid stenig duin (blokkendam)	

Aan de hand van het voorgaande overzicht is gesteld dat de ontwikkeling van het windpark effect kan hebben op de volgende faalmechanismen (bij beschouwing ondergrondse effecten):

tabel 13: Relevante faalmechanismen per projectfase met mogelijk effect

Faalmechanisme	Bouwfase	Gebruiksfasen	Verwijderingsfasen
Overlopen (HT)	✓ Windturbine (kruinhoogteverlaging)	✓ Windturbine (kruinhoogteverlaging)	✓ Windturbine (kruinhoogteverlaging)
Golfoverslag (HT)	✓ Windturbine (kruinhoogteverlaging)	✓ Windturbine (kruinhoogteverlaging)	✓ Windturbine (kruinhoogteverlaging)
Afschuiven binnentalud (STBI)	✓ Windturbine HZ: (ontgraving) ✓ Bouwweg (belasting) ✓ Windturbine ZZ01 (trillingen) ✓ Bekabeling (sleuf)	✓ Windturbine (trillingen)	✓ Windturbine (ontgraving en trillingen) ✓ Bekabeling (sleuf)
Afschuiven buitentalud (STBU)	✓ Windturbine ZZ (trillingen)	✓ Windturbine (trillingen)	✓ Windturbine (trillingen)
Bekleding (STBK)	✓ Windturbine (ontgraving) ✓ Bouwweg (verstoring bekleding)	✓ Windturbine (aansluiting)	✓ Windturbine (ontgraving) ✓ Bouwweg (verstoring bekleding)
Voorland/Zettingsvloeiing (VLZV)	✓ Windturbine ZZ01 (trillingen)	✓ Windturbine (trillingen)	✓ Windturbine (trillingen)
Standzekerheid blokkendam	✓ Windturbine ZZ01 (trillingen)	✓ Windturbine (trillingen)	✓ Windturbine (trillingen)

Deze potentiële faalmechanismen worden in onderstaande paragrafen nader kwantitatief beoordeeld.

7.2 Beoordeling effecten op overloop en golfoverslag (HT)

Ontgravingen voor het fundament

Door ontgravingen voor het fundament wordt tijdelijk de kleibekleding verwijderd. Bij overslag kan daarmee (doorgaande) erosie van het binnentalud plaatsvinden.

Om dit te voorkomen worden de navolgende voorzorgsmaatregelen genomen:

- De bouw- en sloopwerkzaamheden dienen buiten het stormseizoen plaats te vinden;
- Gedurende de bouw- en sloopwerkzaamheden worden bigbags op de kruin geplaatst (zie bv. paragraaf 5.5.1).
- De grondterpen worden afgewerkt met 0,70 m klei (categorie 1) en grasbetontegels;
- De ontgraven kleibekleding langs de buitencontouren van de grondterp worden versterkt teruggebracht (circa 1,0 m kleidikte, categorie 1);
- Er wordt een permanente 3D-structuurmat aangebracht op de kruin en het binnentalud om de erosiebestendigheid te garanderen, indien de nieuwe grasmat nog niet volledig is hersteld voor aanvang van het stormseizoen
- De uitvoering van de bekabeling wordt zorgvuldig verricht met herstel van de 'oorspronkelijke bodemopbouw';
- Er wordt voor een goede aansluiting gezorgd tussen de grondterp van de fundering en de bestaande bekleding. Gaping of spleetvorming wordt hiermee voorkomen
- Er wordt een drainagesysteem (grindkist) toegepast om erosie (ten gevolge van bijvoorbeeld regenval of overslag) te voorkomen.

De navolgende maatregelen worden voorzien ten aanzien van het platform met trappen:

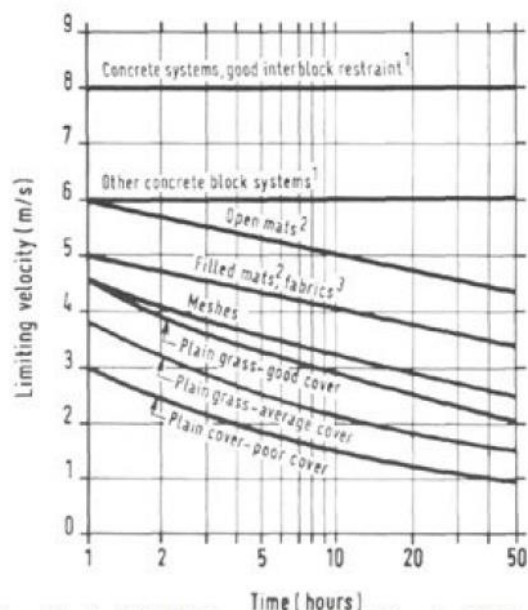
- Het platform bevindt zich buiten het dijkprofiel;
- Ze is prefab en wordt geplaatst **op** maar *niet in* de bekleding;
- De kleibekleding wordt versterkt teruggebracht (circa 1,0 m kleidikte, categorie 1);
- Er wordt een permanente 3D-structuurmat aangebracht om de erosiebestendigheid te garanderen

Beschrijving 3D structuurmaat

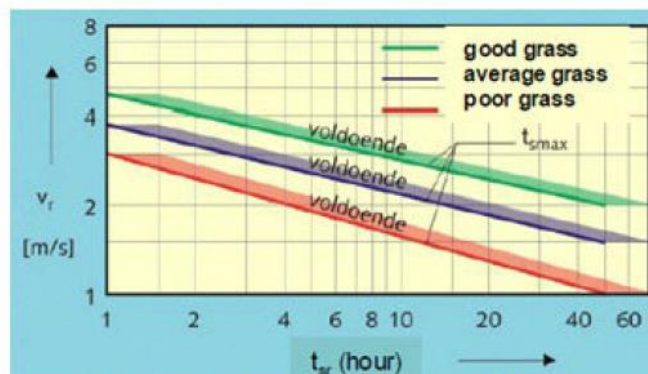
De structuurmat en de afdekkende teelaardelaag dienen te worden ingezaaid voor ontwikkeling van een grasvegetatie. De structuurmat (Secumat, of gelijkwaardig) dient om erosie van de grond te voorkomen. De mat bestaat uit een flexibele, driedimensionale wir-war structuur van geëxtrudeerde polypropyleen en wordt in de toplaag verwerkt. De structuurmat verstevigt het grondoppervlak waardoor de vegetatie zich ontwikkelt en het wortelstelsel wordt versterkt.

De structuurmat is voorzien van een vlakke onderlaag met een hoge treksterkte, gekoppeld aan een tweede laag die verdeeld is in een reeks compartimenten die ervoor zorgt dat de toplaag wordt vastgehouden. Grashellingen gewapend met structuurmatten zoals Secumat hebben aangetoond erosiebestendig te zijn tegen stroomsnelheden groter dan 4 m/s (www.citeko.com).

De linker afbeelding in onderstaande figuur toont aan dat taluds voorzien van structuurmatten ('meshes') over een gelijkwaardige (bij korte belastingsduur met hoge stroomsnelheid) tot hogere erosiebestendigheid (bij lange belastingsduur en lagere stroomsnelheden) beschikken ten opzichte van talud met een goed ontwikkelde grasmat.



(bron Hewlett, H. W., Boorman, L. A. & Bramley, M. E. 1987. Design of reinforced grass waterways. Construction Industry Research Information Association (CIRIA) report number 116.



(bron Ministerie van Verkeer en Waterstaat 2007. Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen)

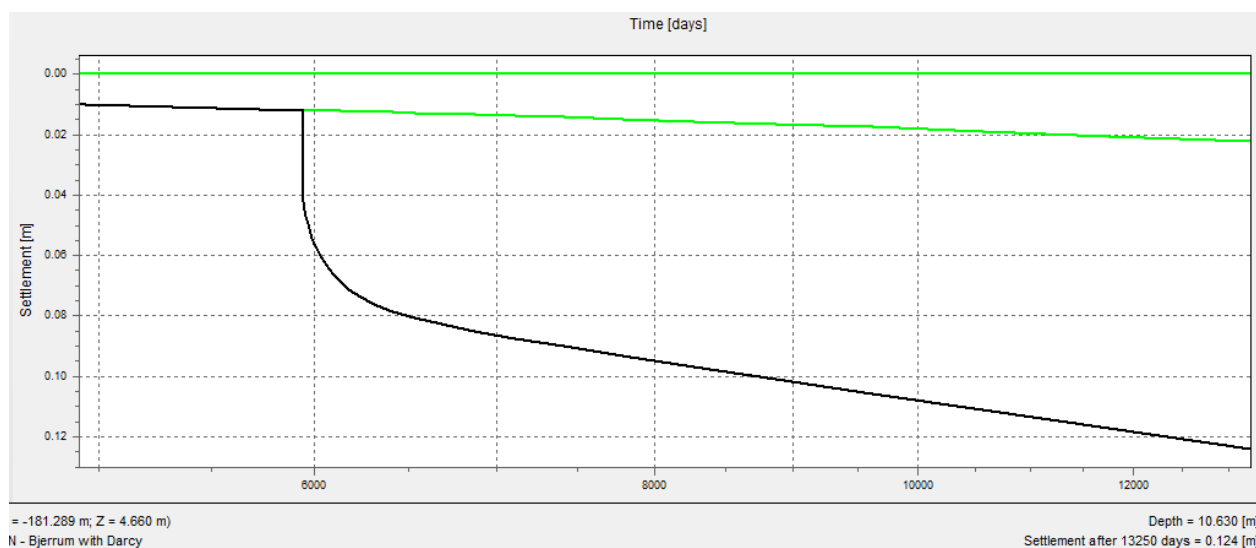
Figuur 23: Relatie tussen belastingduur en toelaatbare stroomsnelheid voor verschillende taludbekledingen

Zetting door verweking

De ondergrond is niet gevoelig voor verweking/verdichting (zie paragraaf 0 en 7.7). Er wordt daarom geen zetting aan het maaiveld en afname van de kruinhoogte verwacht door trilling en verdichting van het zand.

Zettingen van de kruin ten gevolge van ophogingen van het maaiveld

Zettingen van de kruin zijn te verwachten ten gevolge van de aanleg van de gewapende grond terp. Zettingsberekeningen zijn uitgevoerd met het programma DSettlement van Deltares Systems, zie [10]. De totale zetting bedraagt ca. 10 tot 15 cm. Dit is een conservatieve berekening omdat 3D effecten niet zijn meegenomen.



Figuur 24: Totale zetting ter plekke van HZ, inclusief belasting t.g.v. gewapende grond terp

Deze zettingen dienen te worden gecompenseerd volgens de daarvoor geldende specificaties. Deze zettingscompensatie volgt bovenop de eventueel in de toekomst aan te brengen 0,5 m op de kruin en het binnentalud (zie paragraaf 4.3).

Zettingen van de kruin ten gevolge van autonome bodemdaling

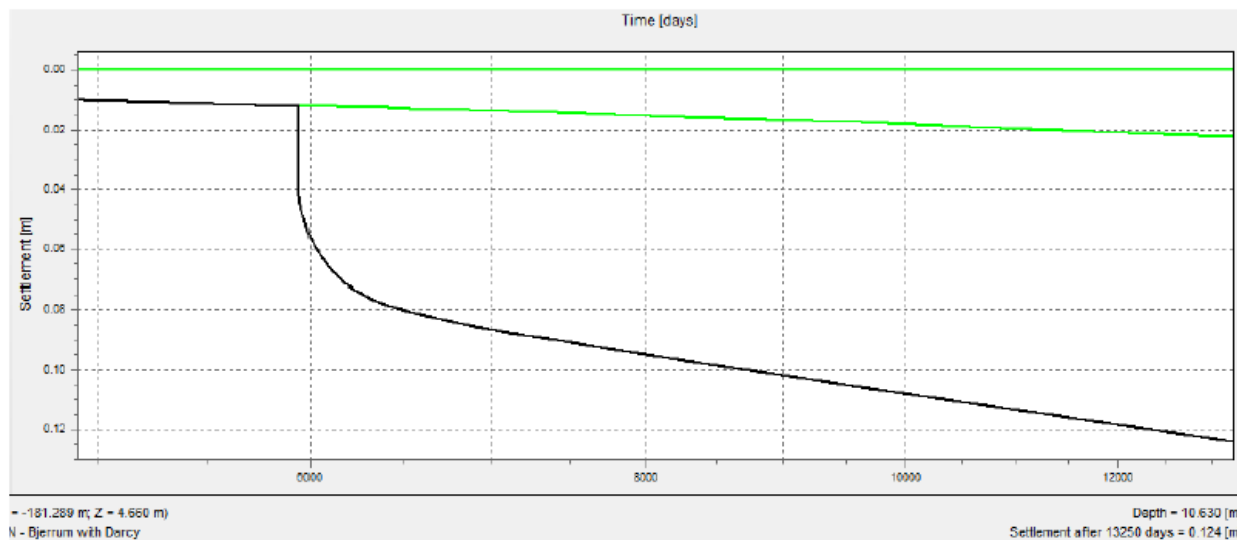
Er zijn verscheidene oorzaken, die autonome bodemdaling tot gevolg hebben.

De opspuiting van de Maasvlakte 2 is begin maart 2012 afgerond na een aanlegperiode van ruim 3 jaar. Als gevolg van de aanleg treedt nog steeds zetting (kruip) op. Het noordelijk deel van de vlakte bevindt zich bovendien boven de dalingskom van het Q-16 Maas gasveld dat sinds april 2014 door Oranje-Nassau Energie (ONE) wordt geëxploiteerd. In het ontwerp van de Maasvlakte is rekening gehouden met deze autonome bodemdaling. In [10] wordt dit aspect nader uitgewerkt.

Zettingen ten gevolge van autonome bodemdaling zijn in het ontwerp van de Maasvlakte verdisconteerd.

Zettingen die optreden ten gevolge van de aanleg dienen te worden gecompenseerd teneinde de kruinhoogte te kunnen garanderen. In [10] zijn daartoe zettingsberekeningen uitgevoerd.

In navolgende figuur is de berekende zetting weergegeven:



Figuur 25: Totale zetting na 20 jaar ter plekke van HZ, inclusief belasting t.g.v. gewapende grond terp (uit [10]).

Ter zettingscompensatie wordt 0,2 m aangebracht bovenop de kruin.

Zetting blokkendam

In paragraaf 7.7 wordt nader ingegaan op dit aspect. Ter plaatse van de blokkendam worden geen zettingen ten gevolge van de aanleg berekend [10]. De conclusie is dat ten gevolge van de aanleg, sloop en gebruik van het windpark, de standzekerheid van de blokkendam niet door ondergrondse effecten beïnvloed wordt.

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat de plaatsing en aanwezigheid van het windpark geen noemenswaardige effecten zal hebben op de mechanismen 'overlopen' en 'golfoverslag', mits de navolgende maatregelen worden genomen:

- * De bouw- en sloopwerkzaamheden dienen buiten het stormseizoen plaats te vinden;
- * gedurende de bouw- en sloopwerkzaamheden worden big bags op de kruin geplaatst;
- * zetting van de kruin ten gevolge van de aanleg van de grondterp dient te worden gecompenseerd volgens de daarvoor geldende specificaties, bovenop de eventueel in de toekomst aan te brengen 0,5 m op de kruin ten gevolge van autonome bodemdaling en zeespiegelstijging;
- * herstel van de profielopbouw (versterkt) en grasbekleding (3D structuurmat);
- * zorgvuldige aansluiting grondterp op bekleding (categorie 1 klei);
- * een drainagesysteem aangelegd wordt.

7.3 Beoordeling effecten op binnenwaartse stabiliteit (STBI)

De ontwikkeling van het windpark leidt niet tot verandering van de bodemopbouw van de wering of de ondergrond. De geometrie van de wering wijzigt wel in die zin dat er grond wordt toegevoegd. Dit heeft een positief effect op de stabiliteit.

Van de navolgende effecten is nagegaan wat het effect is op de stabiliteit:

- Ontgravingen voor het fundament tijdens de bouwphase
- Ontgravingen voor de aanleg van kabels en leidingen. Hierbij is uitgegaan van het huidige dijkprofiel waarbij een sleuf van 1,5 m breed, 1 m diepte op een afstand van 1,5 m uit de teen gegraven wordt
- Trillingen gedurende de gebruiksfase en de verwijderingsfase

Tijdens het gebruik van de windturbines wordt de horizontale windbelastingen via de fundering overgedragen naar de ondergrond. Deze belastingen resulteren in geringe trillingen (grondversnellingen). De belastingen blijven veelal beperkt tot de bovenste grondlagen en dempen uit naarmate de afstand tot het fundament toeneemt (hier niet van toepassing gezien de nabijheid van het fundament). In hoofdstuk 6 zijn de te verwachten grondversnellingen afgeleid.

Stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd met het programma DGeoStability versie 18.1.1.3 van Deltares Systems met de methode Bishop. Er zal geen verwekingsvloeiing optreden (zie paragraaf 0). Het glijvlak blijkt volgens [5] dan enkel op te treden in het aanvulzand van de Maasvlakte. Toetsing op afschuiving volgens rechte vlakken is derhalve niet noodzakelijk.

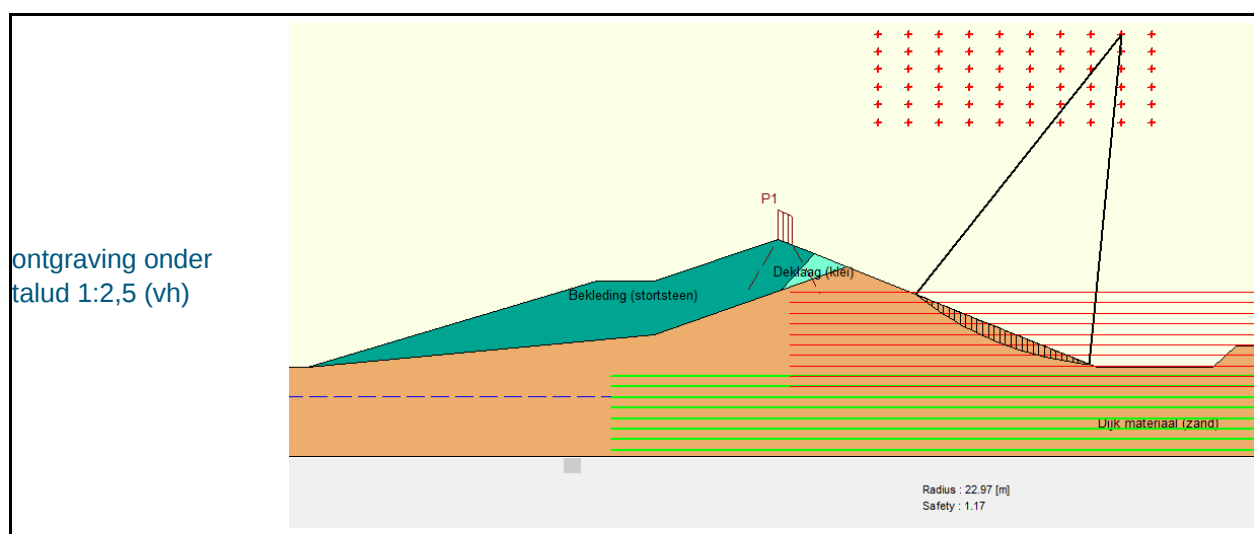
Voor de ontgravingen voor de uitvoeringsfase zijn rekenwaardes van de grondparameters gebruikt volgens klasse RC2 conform de Eurocode 7. Voor de stabiliteit van de grondterp is klasse RC-3 toegepast. De minimaal benodigde stabiliteitsfactor is in beide gevallen dan 1,0.

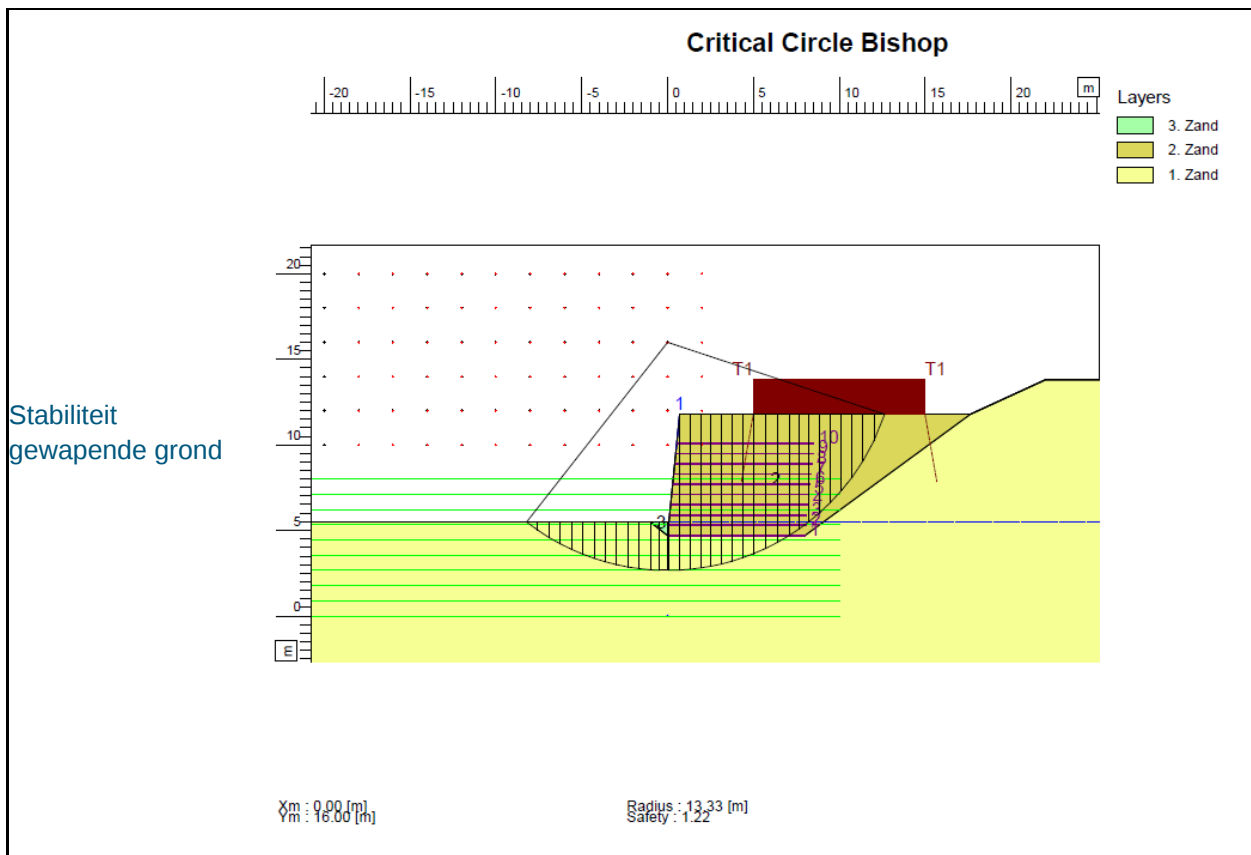
Voor de gebruiksfase zijn rekenwaardes van de grondparameters gebruikt volgens klasse RC3 conform de Eurocode 7. De minimaal benodigde stabiliteitsfactor is dan 1,0.

In navolgende tabel zijn de berekeningsresultaten weergegeven. De resultaten van het ontwerp van de gewapende grondterp zijn toegevoegd aan bijlage A4. Ter illustratie wordt onder de tabel het resultaat van enkele berekeningen gepresenteerd:

tabel 14: Resultaten berekening stabiliteit binnenwaarts

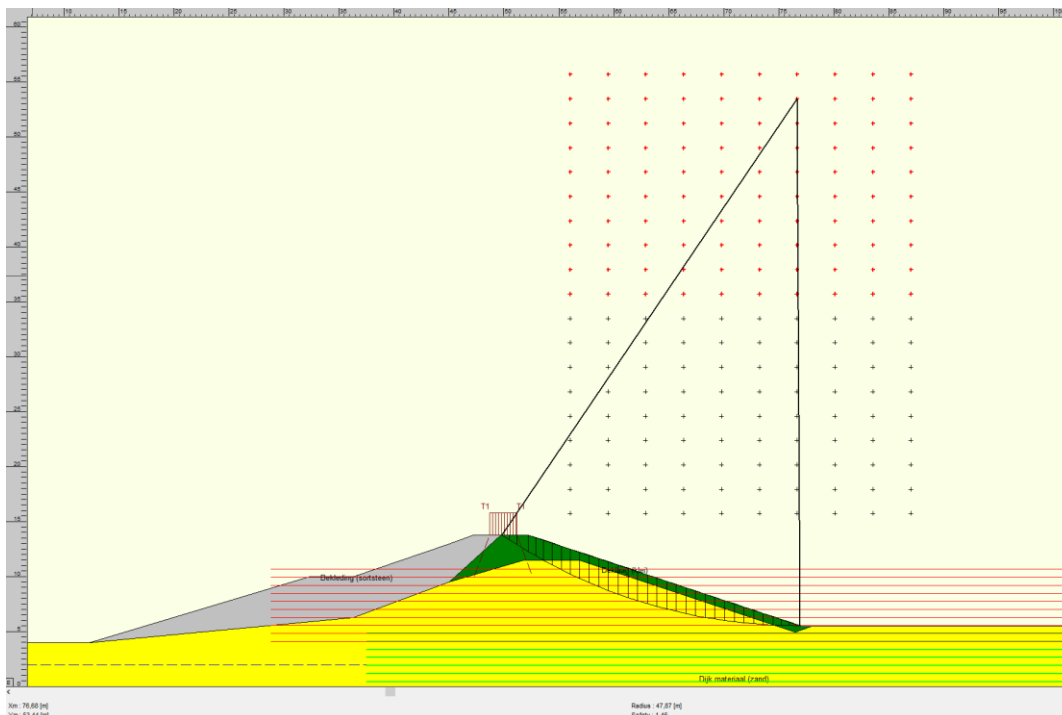
situatie	WS buiten [NAP m]	WS binnen [NAP m]	hor. g	vert. g	Fs	opmerking
Bouwfase (RC2; grondterp ontworpen op RC 3)						
huidige situatie (incl. kruinbelasting)	+2,00	+2,00	0	0	1,46	-
ontgraving binnentalud 1:2,5	+2,00	+2,00	0	0	1,17	-
ontgraving voor kabels en leidingen (zonder kruinbelasting)	+2,00	+2,00	0	0	1,46	tijdelijke sleuf
Gebruiksphase (RC 3; incl. kruinbelasting)						
huidige situatie	+5,5	+5,5	0	0	1,42	-
gebruiksphase, inclusief 0,5 m toekomstige ophoging. Positieve effect palen niet gemodelleerd	+5,5	+5,5	0	0	1,26	Glijvlak bevindt zich deels buiten het huidige dijkprofiel; zie bv. Figuur 28.
idem met gemiddelde wind (8,5 m/s)	+5,5	+5,5	0,004	0,004	1,25	
idem met noodstop/windstoot	+5,5	+5,5	0,025	0,0125	1,19	
idem met stilstaande bladen (windsnelheid > 25 m/s)	+5,5	+5,5	0,016	0,008	1,21	
idem met draaiende bladen (windsnelheid 12,5-25 m/s)	+5,5	+5,5	0,008	0,004	1,24	
Verwijderingsfase (RC 2)						
ontgraving binnentalud 1:2,5 incl. trillingen	+2,00	+2,00	0,03	0,015	1,02	heistelling 40 kPa (BGT)



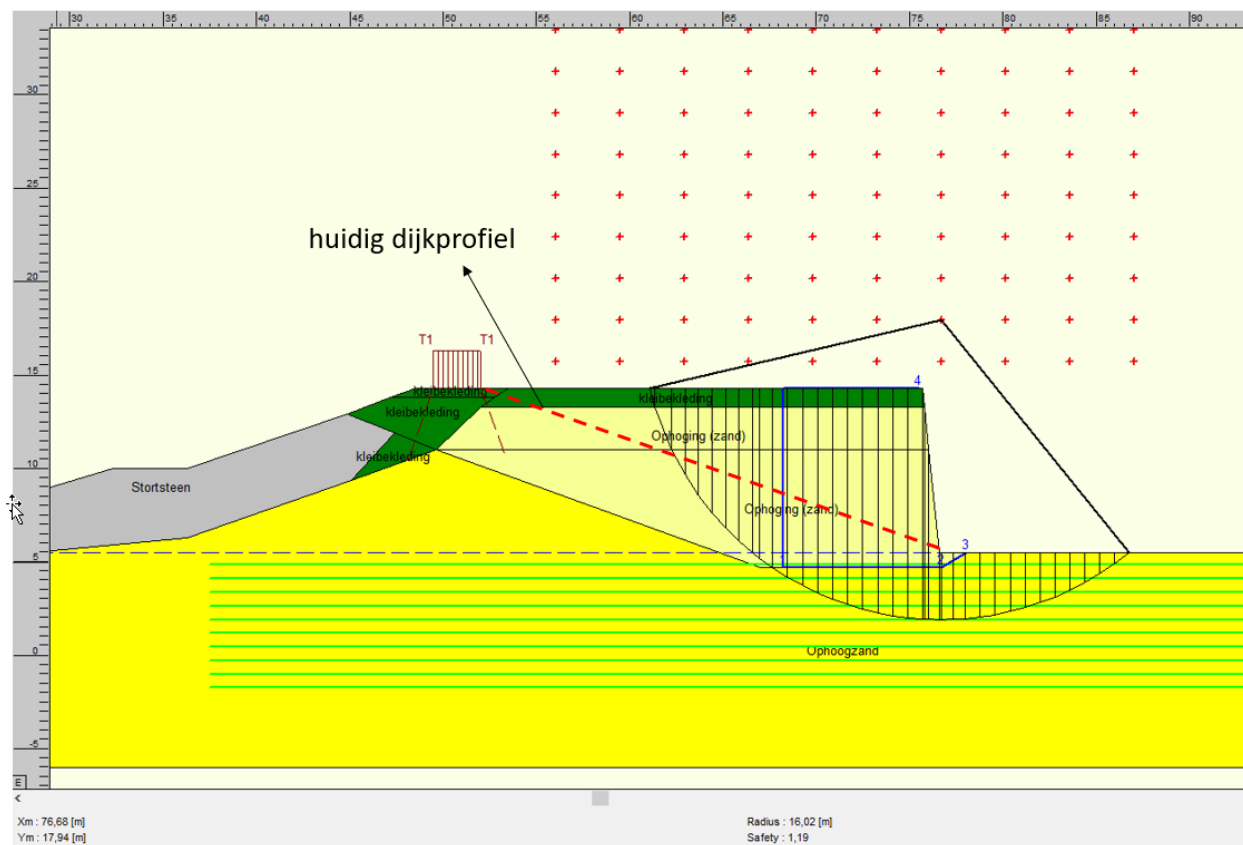


Figuur 26: Voorbeeld stabiliteitsberekening binnentalud bouwphase (RC 3)

In navolgende figuur is de berekende glijcirkel weergegeven voor de huidige situatie bij een waterstand van NAP+2,0 m. De verkeersbelasting bedraagt 13,3 kPa, werkend over een breedte van 2,5 m op 1 m uit insteek talud. Gerekend is met een aanpassingspercentage van 10% in de deklaag t.g.v. deze verkeersbelasting.

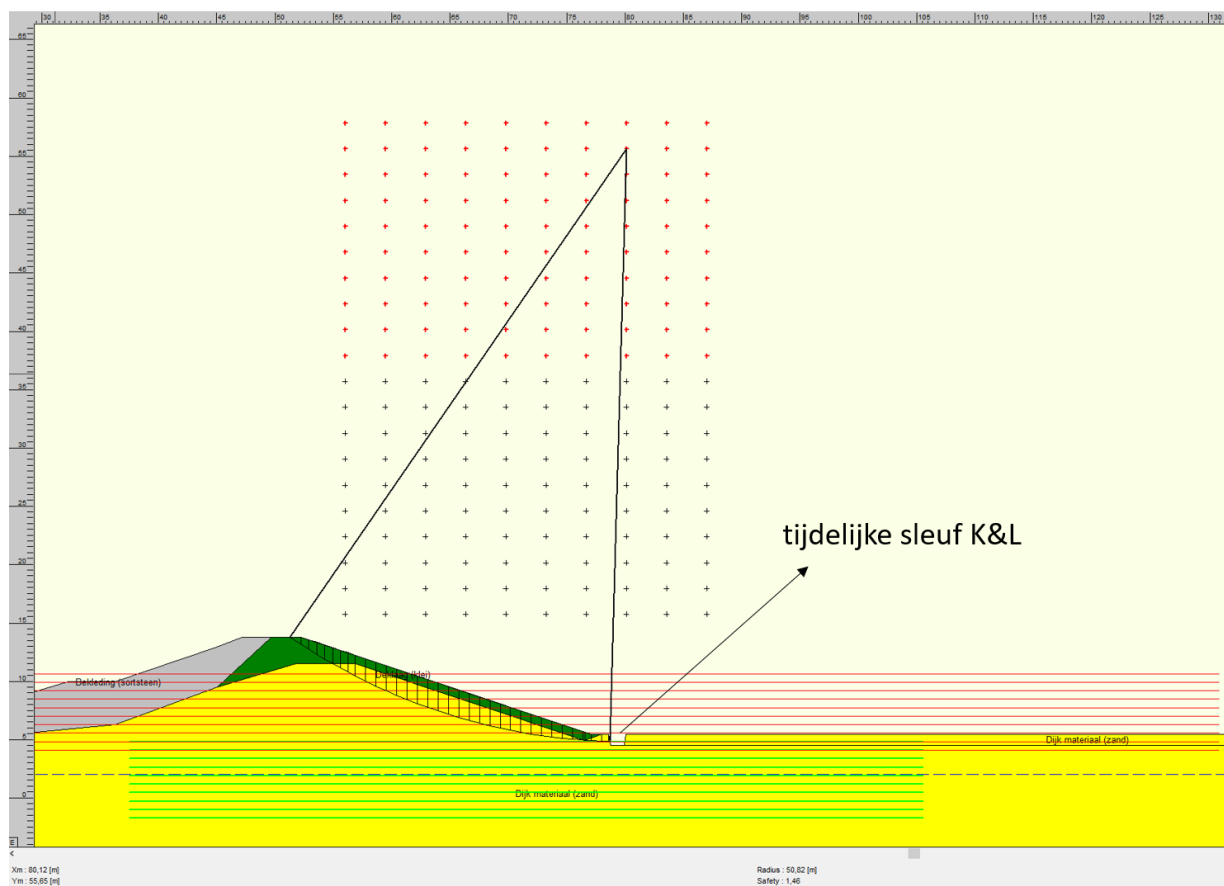


Figuur 27: stabiliteit huidige situatie bij een uniforme waterstand van NAP+2,0 m (RC 2)



Figuur 28: Stabiliteit gebruikssituatie met noodstop/windstoot (maatgevende situatie; karakteristieke grondparameters)

Tot slot is in onderstaande figuur de stabiliteit weergegeven van de tijdelijke ontgraving ten behoeve van de aanleg van K&L:



Figuur 29: Stabiliteit bouwphase (RC 3) tijdelijke ontgraving voor K&L

Uit de stabiliteitsberekeningen van het binnentalud blijkt het volgende:

- In elke bouwphase blijft de stabiliteitsfactor $> 1,0$ en voldoet;
- De stabiliteitsfactor van de gewapende grondterp is $> 1,0$ en voldoet;
- In de gebruiksfase wordt onder normale omstandigheden een stabiliteitsfactor berekend van $\geq 1,0$ en voldoet;
- In de gebruiksfase onder extreme omstandigheden worden lagere stabiliteitsfactoren berekend. Dit betreft tijdelijke situaties en de berekende stabiliteitsfactor is $> 1,0$ en voldoet.

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat het voorgestelde ontwerp van grondverdringende, trillingsarme palen met een grondterp van gewapende grond mogelijk is. Als voorwaarde geldt dat de uitvoering (bouw- en verwijderingsfase) onder normale dagelijkse omstandigheden dient plaats te vinden. Het minimale talud tijdens de bouw- en verwijderingsfase dient 1:2,5 te bedragen. De bouwweg dient ondersteunt te worden door big bags (zie Figuur 8).

Uit de analyses blijkt verder dat de aanwezigheid van het windpark zorgt voor een afname van de (lokale) stabiliteit, maar dat voldaan wordt aan de minimale stabiliteitseis van een stabiliteitsfactor $\geq 1,0$

7.4 Beoordeling effecten op buitenwaartse stabiliteit (STBU)

De ontwikkeling van het windpark leidt niet tot verandering van de geometrie aan de buitenzijde, het stenig duin. Ook blijft de bodemopbouw van de waterkering en de ondergrond ongewijzigd.

Van de volgende aspecten is nagegaan wat het effect is op de stabiliteit:

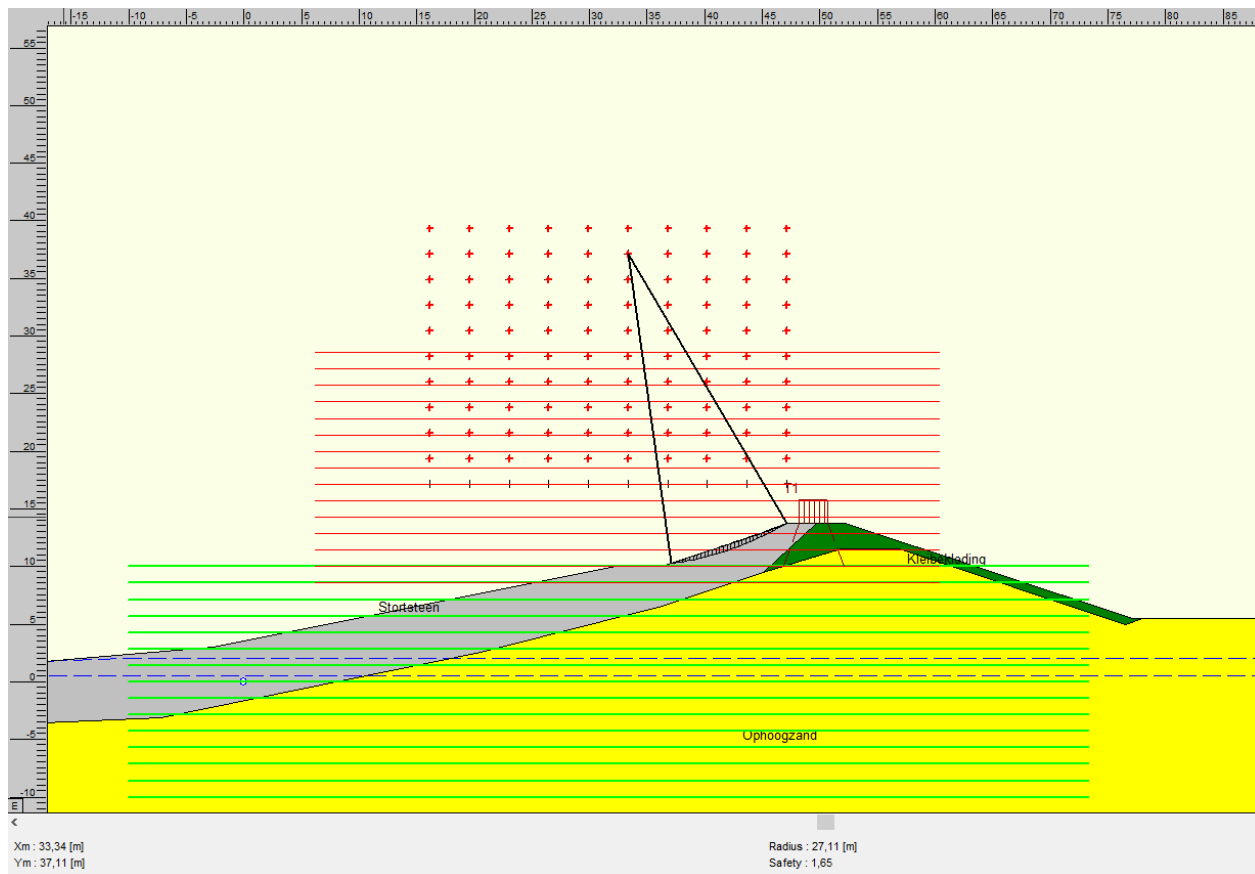
- Trillingen tijdens de bouwfase (installatie damwand of door heien voor fundering windturbine ZZ-01) en de verwijderingsfase (verwijderen monopile ZZ-01);
- Trillingen gedurende de gebruiksfase ten gevolge van cyclische windbelastingen.

Voor de standzekerheid van het buitentalud (inclusief blokkendam) wordt verwezen naar paragraaf 7.7.

In hoofdstuk 6 zijn de te verwachten grondversnellingen afgeleid.

Stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd met het programma DGeoStability versie 18.1.1.3 van Deltares Systems met de methode Bishop en met toepassing van RC 2 en RC 3 (conform de Eurocode 7) voor de grondparameters (zie ook toelichting paragraaf 0) voor respectievelijk de uitvoeringsfase en de gebruiksfase. De minimaal benodigde stabiliteitsfactor is dan 1,0.

In navolgende figuur is de berekend glijcirkel weergegeven voor de huidige situatie bij een waterstand van NAP+2,0 m. De verkeersbelasting bedraagt 13,3 kPa, werkend over een breedte van 2,5 m op 1 m uit insteek talud. Gerekend is met een aanpassingspercentage van 10% in de deklaag t.g.v. deze verkeersbelasting.



Figuur 30: resultaat stabiliteitsberekening huidige situatie (met kruinbelasting) - bouwfase

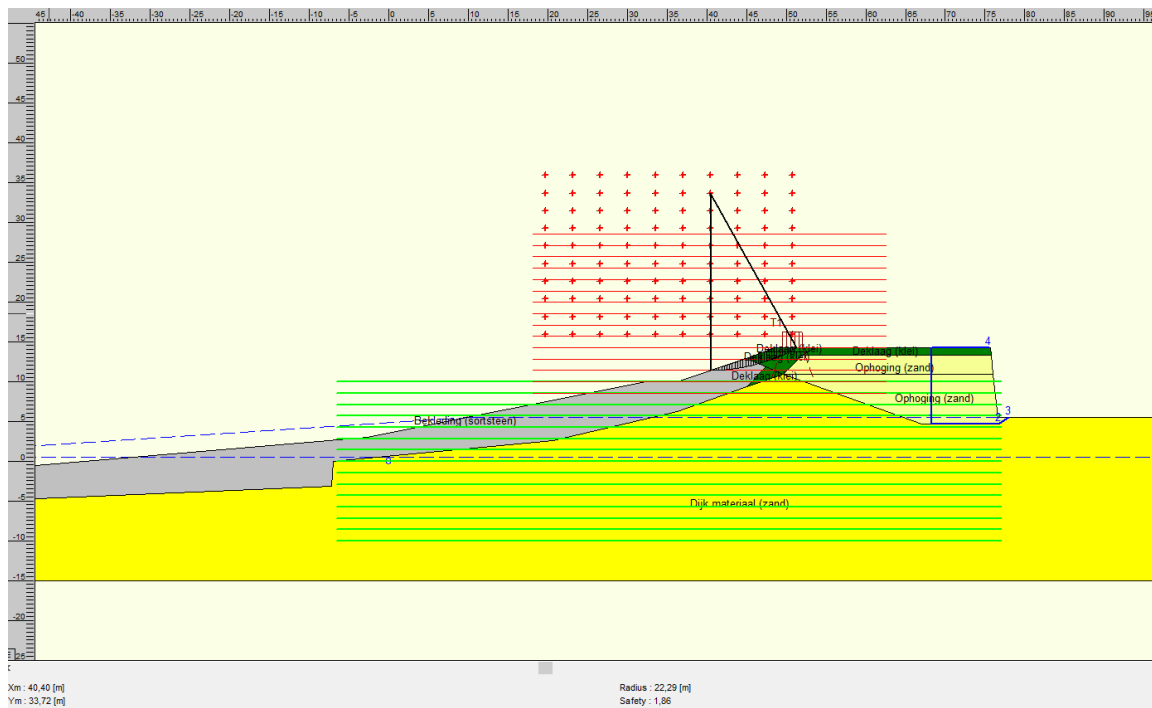
Te zien is dat de maatgevende glijcirkel een, lokale ondiepe glijcirkel betreft.

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen staan in de volgende tabel.

tabel 15: Resultaten berekening stabiliteit buitenwaarts

situatie	WS en stijghoogte [NAP m]	hor. g	vert. g	Fs	opmerking
Bouwphase en verwijderingsfase (RC 2)					
huidige situatie	Verlopend van +2,0 m naar -0,63 m; stijghoogte +0,5 m	0	0	1,65	-
trillingen	idem	0,1	0,05	1,25	conservatief
Gebruiksphase (RC3)					
huidige situatie	Verlopend van +5,5 m naar -0,63 m; stijghoogte +0,5 m	0	0	1,60	glijcirkel boven waterstand
gebruiksphase, inclusief 0,5 m toekomstige ophoging. Positieve effect palen niet gemodelleerd	idem	0	0	1,64	cohesie deklaag heeft gunstige invloed
idem met gemiddelde wind (8,5 m/s)	idem	0,004	0,002	1,62	normale omstandigheden; lokale glijcirkel
idem met noodstop/windstoot	idem	0,025	0,0125	1,52	extreme omstandigheden; lokale glijcirkel
idem met stilstaande bladen (windsnelheid > 25 m/s)	idem	0,016	0,008	1,56	extreme omstandigheden; lokale glijcirkel
idem met draaiende bladen (windsnelheid 12,5-25 m/s)	idem	0,008	0,004	1,60	extreme omstandigheden; lokale glijcirkel. cohesie deklaag heeft gunstige invloed

In onderstaande figuur is de situatie met noodstop/windstoot weergegeven:



Figuur 31: Gebruikssituatie – extreme omstandigheden – noodstop/windstoot

Uit de stabiliteitsberekeningen van het binnentalud blijkt het volgende:

- In de gebruiksfase wordt onder normale omstandigheden een stabiliteitsfactor in de terp berekend van $\geq 1,0$ en voldoet;
- De maatgevende glijcirkels zijn lokale, ondiepe glijcirkels.
- De standzekerheid van de blokkendam wordt niet beïnvloed

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat de bouw, aanwezigheid en sloop van de windturbines mogelijk is zonder dat de standzekerheid in het geding komt. Tijdens de bouw- en sloopfase is er wel sprake van een tijdelijke afname van de stabiliteit. Dit is echter acceptabel onder de voorwaarde dat de uitvoering plaatsvindt onder normale dagelijkse omstandigheden buiten het stormseizoen.

Uit de analyses blijkt verder dat er voldaan wordt aan de minimale stabiliteitseis van een stabiliteitsfactor $\geq 1,0$

7.5 Beoordeling effecten voor bekleding

Binnentalud

Het binnentalud van de HZ is afgedekt met een kleilaag met daarop een erosiebestendige grasbekleding. Deze bekleding is ontworpen op het gevaar voor opdrukken en/of afschuiven als gevolg van een hoge freatische lijn in de zandkern [5].

Bij graverij en bouwverkeer ten behoeve van de aanleg van de fundering en de bekabeling wordt de deklaag aan de binnenzijde verstoord. Aan de buitenzijde vinden geen werkzaamheden plaats en daarmee geen verstoring.

Na realisatie van de grondterp wordt de huidige bekleding zorgvuldig hersteld en de wordt erosiebestendige deklaag aan de binnenzijde zorgvuldig teruggebracht. Daarnaast dient voor een goede aansluiting tussen de grondterp en de bekleding zorg gedragen te worden. Er wordt een drainagesysteem (grindkist) toegepast om erosie (ten gevolge van bijvoorbeeld regenval of overslag) te voorkomen. Zie ook de te nemen maatregelen zoals eerder verwoord in paragraaf 7.2).

Bij het aanvullen van de sleuf van de bekabeling moet de oorspronkelijke opbouw hersteld worden en voldoende worden verdicht.

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat de plaatsing en aanwezigheid van het windpark geen noemenswaardige effecten zal hebben op de erosiebestendigheid van de bekleding, mits (i) voor een goede aansluiting gezorgd wordt tussen de grondterp van de fundering en de bestaande bekleding (ii) de uitvoering van de bekabeling zorgvuldig wordt verricht met herstel van de 'oorspronkelijke bodemopbouw' (iii) een drainagesysteem gerealiseerd wordt (iv) er een permanente 3D-structuurmat aangebracht wordt op de kruin en het binnentalud indien de nieuwe grasmat nog niet volledig is hersteld voor aanvang van het stormseizoen (eventuele beschadigingen door bouwverkeer is daarmee ondervangen)

Buitentalud

De ontwikkeling van het windpark leidt niet tot verandering van de geometrie aan het buitentalud. Er vinden aan het buitentalud geen werkzaamheden plaats. Ook blijft de bodemopbouw van de waterkering en de ondergrond ongewijzigd.

Voor de standzekerheid van het buitentalud (inclusief blokkendam) wordt verwezen naar paragraaf 7.7.

7.6 Beoordeling effecten voorland/zettingsvloeiing

Het buitentalud van de zeewering is deels onder de zeespiegel gelegen. Afhankelijk van de bodemopbouw en geometrie kunnen onderwatertaluds als gevolg van trillingen verwekingsvloeiing ondergaan.

Volgens [6] zal verwekingsvloeiing enkel optreden indien wordt voldaan aan alle van de volgende vier criteria:

1. Er moet sprake zijn van een inleidend mechanisme (bijvoorbeeld trillingen).
2. Het aanwezige zand moet fijnkorrelig zijn zodat er waterspanning kan worden opgebouwd in de poriën. Pas bij een $D_{50} > 210 \mu\text{m}$ kan opbouw van waterspanning worden uitgesloten.
3. Het zand moet bolvormig zijn zodat het een lage hoek van inwendige wrijving heeft.
4. De gemiddelde helling van het talud moet flauwer of gelijk zijn dan 1:4 over een hoogte van minimaal 5 meter waarbij het zand over een hoogte van 1 à 2 m een geringe dichtheid heeft.

In het volgende wordt beschouwd of aan de punten wordt voldaan en of derhalve verwekingsvloeiing van het buitentalud van het stenig duin op kan treden.

1. Tijdens de gebruiksfase en de verwijderingsfase kunnen trillingen worden opgewekt, deze trillingen kunnen worden beschouwd als inleiding mechanisme.
2. Volgens [5] zijn er na aanleg van de zeewering een grote hoeveelheid korrelverdelingen bepaald van het opgebrachte zand waarmee de zeewering is gevormd. Het blijkt dat de lage representatieve waarde van de D_{50} ca. $280 \mu\text{m}$ bedraagt. Het zand is daarmee voldoende grof om wateroverspanningen uit te sluiten.
3. Er is geen informatie bekend over de korrelvorm
4. De helling onderwater varieert van 1:5 tot 1:7,5 en flauwer en is daarmee flauwer dan de vereiste 1:4 of flauwer

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat de plaatsing en aanwezigheid van het windpark geen noemenswaardige effecten zal hebben op de stabiliteit van het voorland ter plaatse van de HZ.

7.7 Beoordeling effecten standzekerheid buitentalud/blokkendam

In het kader van de aanbesteding van dit project is in 2019 door MOS Grondmechanica in opdracht van Rijkswaterstaat een geotechnisch grondonderzoek uitgevoerd [17]. Op de Harde Zeewering zijn 4 representatieve sonderingen uitgevoerd tot een diepte van max. NAP -44,5 m.

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van het grondonderzoek. De locatie van deze punten en de resultaten van het grondonderzoek zijn weergegeven in Bijlage 1.

Zetting door verweking/trillingen

De ondergrond is niet gevoelig voor verweking/zettingsvloeiing; zie paragraaf 7.6.

Beschouwd is of de ondergrond ook gevoelig is voor verdichting als gevolg van trillingen. Hierbij is gekeken naar de relatieve dichtheid. Indien deze groter is dan 60 á 65 dan is sprake van minimaal vast zand en is het zand niet gevoelig voor verdichting.

De relatieve dichtheid kan bepaald worden met de relatie van Baldi:

$$R_e = \frac{1}{2,5} * \ln \left(\frac{q_c}{0,14(\sigma'_v)^{0,6}} \right)$$

waarbij:

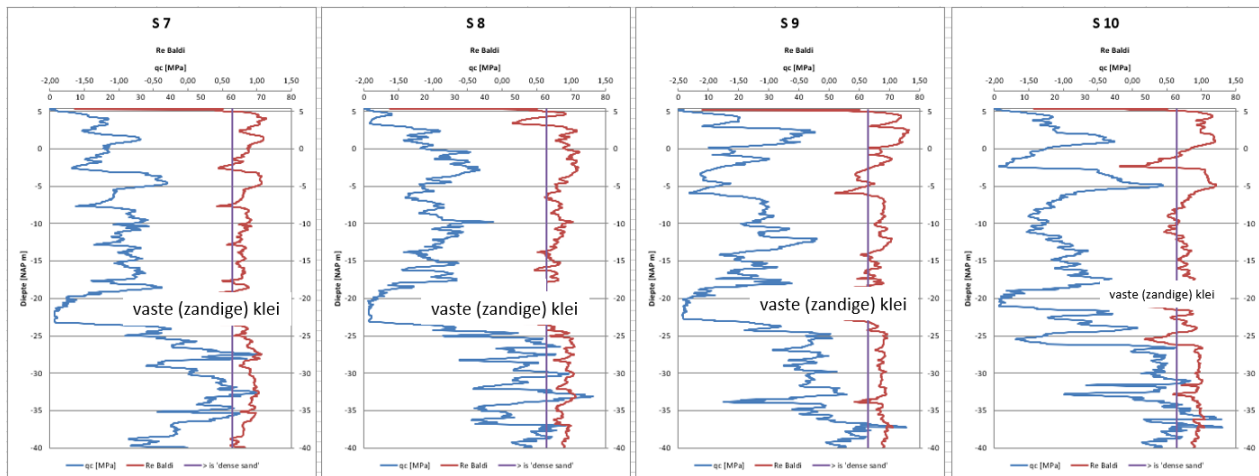
R_e = $(e_{\max} - e)/(e_{\max} - e_{\min})$ = relatieve dichtheid [-]

q_c = gemeten conusweerstand [MPa]

σ'_v = effectieve verticale korrelspanning

In het kader van de aanbesteding van dit project is in 2019 door MOS Grondmechanica in opdracht van Rijkswaterstaat een geotechnisch grondonderzoek uitgevoerd [17]. Op de Harde Zeewering zijn 4 representatieve sonderingen uitgevoerd.

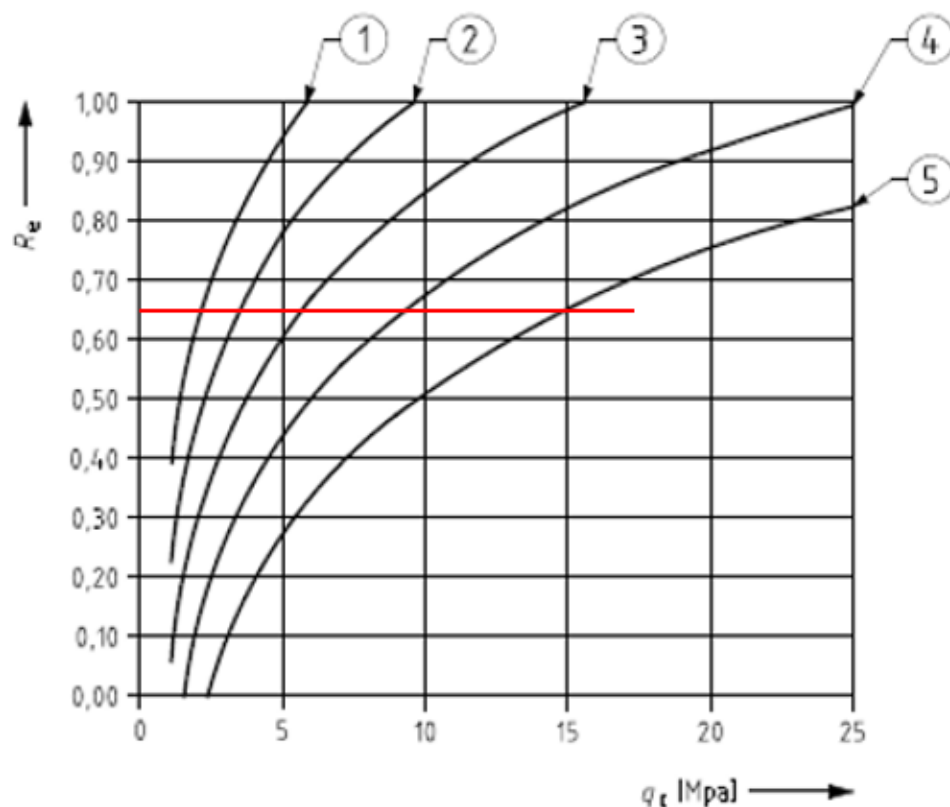
In onderstaande figuur is de relatieve dichtheid weergegeven voor deze 4 sonderingen:



Figuur 32: Bepaling relatieve dichtheid

Uit bovenstaande figuur is af te leiden dat het ophoogzand minimaal vast gepakt is.

In de Eurocode 7 wordt de navolgende relatie gegeven ten aanzien van de relatieve dichtheid:



Legenda

- | | |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 1 $\sigma'_{v,z0} = 10 \text{ kPa}$ | 4 $\sigma'_{v,z0} = 80 \text{ kPa}$ |
| 2 $\sigma'_{v,z0} = 20 \text{ kPa}$ | 5 $\sigma'_{v,z0} = 160 \text{ kPa}$ |
| 3 $\sigma'_{v,z0} = 40 \text{ kPa}$ | |

Figuur 33: relatieve dichtheid (Eurocode 7)

Ook op basis van deze figuur is af te leiden dat het ophoogzand minimaal vast gepakt is.

Op grond van het bovenstaande wordt geconcludeerd dat het ophoogzandpakket minimaal vast gepakt is. In combinatie met de grote afstand tot de windturbines wordt er daarom geen zetting van de blokkendam verwacht door trilling en verdichting van het onderliggende zandpakket. Daarnaast wordt opgemerkt dat trillingen door golfklappen een orde groter zijn, waardoor trillingen ten gevolge van de aanleg van het windpark niet bepalend zullen zijn.

De blokkendam dient gemonitord te worden ten aanzien van zettingen (zie hoofdstuk 12).

Zettingen ten gevolge van ophogingen van het maaiveld ter plaatse van de blokkendam

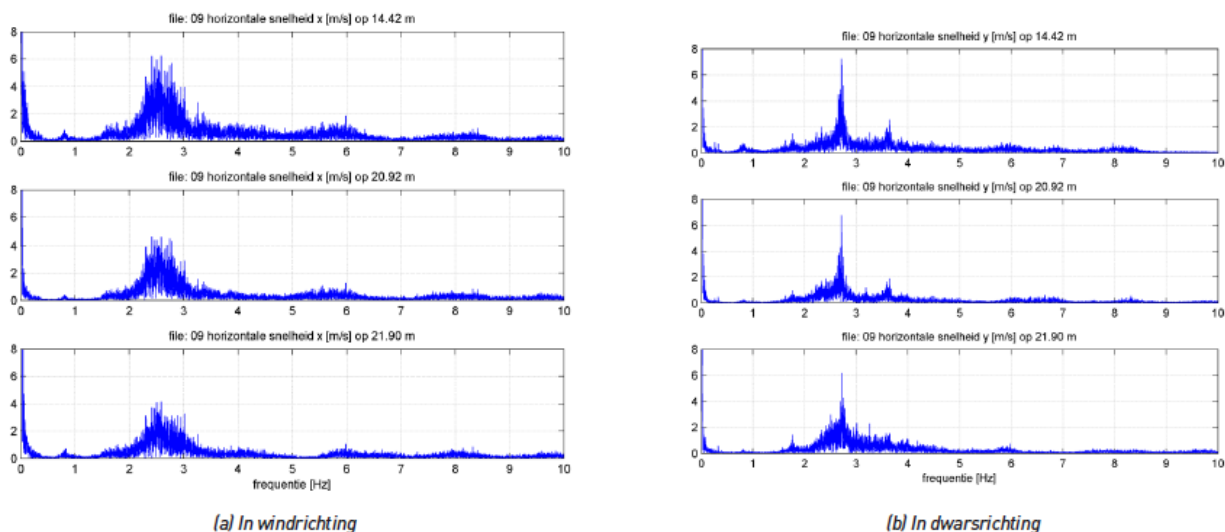
Zettingsberekeningen zijn uitgevoerd teneinde de zettingen te bepalen ten gevolge van de aanleg van de gewapende grond terp; zie paragraaf 7.2 en [10]. Uit de zettingsberekeningen uit [10] volgt dat aanleg van de terp geen extra zettingen (anders dan de autonome zetting) veroorzaakt ter plaatse van de blokkendam.

Zettingen door autonome bodemdaling

Deze treden wel op maar worden niet beïnvloed door de aanleg van het windpark.

Herschikking blokkendam ten gevolge van trillingen windturbine

In het verleden zijn metingen uitgevoerd ten aanzien van de trillingen die windturbines kunnen veroorzaken [24]. Uit deze metingen is gebleken dat op een afstand van 15 tot 20 m de verticale trillingen niet meer te onderscheiden waren van achtergrondtrillingen terwijl de horizontale snelheid in de windrichting sterk afneemt met toenemende afstand:



Figuur 34: gemeten horizontale trilling (uit [24])

Bij de werkzaamheden ten behoeve van de Radartoren zijn damwanden aangebracht en zijn de trillingen gemeten onder meer ter plaatse van de blokkendam. De conclusie (persoonlijke communicatie met Tauw B.V.) is dat er geen aanwijsbare trillingen gemeten zijn die het gevolg waren van de bouwwerkzaamheden (niet te onderscheiden van het achtergrondgeruis).

De afstand van de windturbines tot de blokkendam bedraagt meer dan 100 m. Als er al een effect is, zal dit niet meetbaar zijn (niet te onderscheiden in het achtergrondgeruis) – in overeenstemming met de

ervaringen bij de radartoren - en zeker niet in verhouding tot de golfklappen waarop de wering ontworpen is.

Geconcludeerd wordt dat herschikking van de blokkendam zelf door trillingen van het windpark, niet significant is.

Er zal wel monitoring van de blokkendam plaatsvinden (zie hoofdstuk 13).

Overig

Er worden binnen ten minste 90 m afstand van de blokkendam geen grondroerende werkzaamheden uitgevoerd of materialen opgeslagen.

7.8 Beoordeling effecten op uitbreidbaarheid en onderhoud

Een eventuele toekomstige verhoging/verbreding (met een zichttermijn van 50 jaar en ontmanteling van het windpark na 25 jaar) van de wering wordt door de aanwezigheid van de windturbines niet belemmerd. In het ontwerp is reeds rekening gehouden met een mogelijke ophoging van de kruin met 0,5 m.

De bereikbaarheid voor beheer en onderhoud wijzigt niet.

7.9 Beoordeling verwijdering funderingssysteem

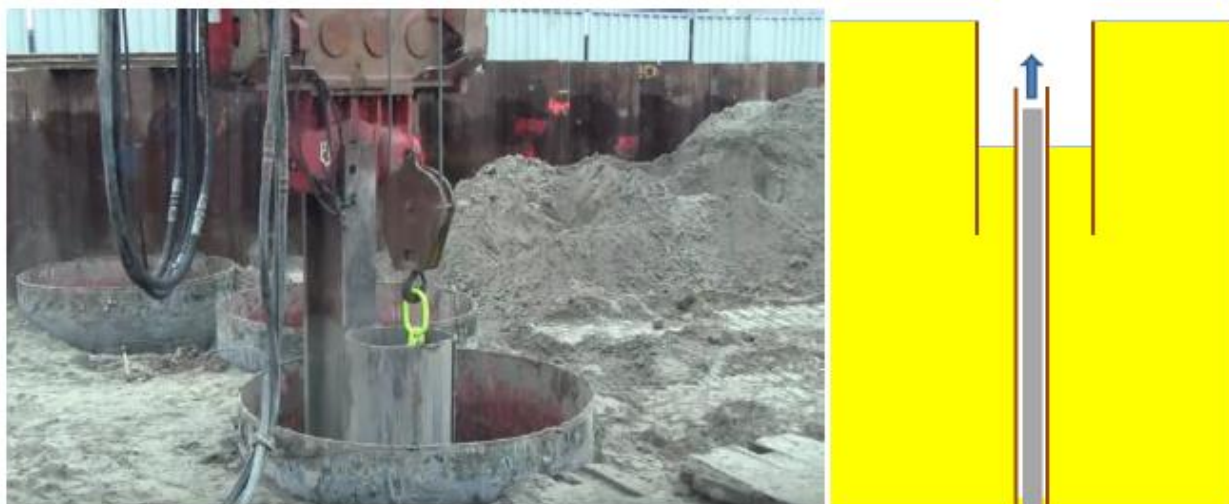
Voor de HZ geldt de volgende eis (nr. 13):

Voor funderingspalen in de Harde Zeewering mag er van uit gegaan worden dat deze na einde levensduur van het windpark op 1,0 m onder maaiveld achter mogen blijven. Wel dienen de palen zodanig te zijn geconstrueerd dat deze, als daar aanleiding voor is, daarna alsnog geheel verwijderbaar zijn.

Aangezien gekozen is voor relatief korte palen (zie paragraaf 5.4) zijn de palen verwijderbaar met conventionele technieken. Voor langere palen of palen met een hoge trekweerstand kan gebruik worden gemaakt van een holle stalen buispaal. De buispaal wordt om de heipaal geplaatst en met een trilblok ingebracht. Daarna wordt het zand tussen de buiswand en de paal weggespoten. De paal kan vervolgens worden getrokken. Vervolgens wordt de buispaal naar boven gehaald en vult men de holle ruimte met zand (of bentoniet in geval van kleigrond).

In onderstaande figuur is een voorbeeld weergegeven van het trekken van een betonnen heipaal. De buitenste (grote diameter) buispaal heeft als doel om de paalkop op diepte vrij te graven. Vervolgens is een stalen buispaal met kleinere diameter om de betonpaal trillend ingebracht.

In paragraaf 7.3 en 7.4 is aangetoond dat de macrostabiliteit voldoet bij de te verwachten trillingen.



Figuur 35: voorbeeld verwijderen betonnen heipaal binnen een (dubbele) stalen buispaal (bron Youtube, Utrecht Catharijnesingel)

8 Beoordeling ondergrondse effecten Zachte Zeewering

De windturbines worden aan de voorkant van het duin, op het strand geplaatst. Dit is een morfologisch actieve zone en de effecten zijn dan ook voornamelijk bovengronds en te verwachten vanuit de morfologie. De morfologische aspecten worden in een separaat rapport behandeld [1].

In het navolgende worden de ondergrondse effecten op de ZZ beschouwd.

Trillingen/heien en het effect op stabiliteit, zetting en verweking/zettingsvloeiing

Trillingen kunnen ontstaan:

- Tijdens de bouwfase ten gevolge van heiwerk en/of het plaatsen van damwanden voor de kraanopstelplaats;
- Tijdens de gebruiksfase ten gevolge van cyclische wind- en golfbelastingen op de fundering;
- Tijdens de verwijderingsfase ten gevolge van verwijderen fundament.

Macrostabiliteit

Eén van de mogelijke effecten is het ontstaan van lokale afschuivingen. Dit is voor een als kunstmatig 'duin' uitgevoerde zeewering echter geen probleem. Als er al afschuivingen plaatsvinden, betreft het zeer lokale oppervlakkige afschuivingen in het duinprofiel. Een afschuiving leidt tot verandering van het duinprofiel, maar leidt niet tot materiaalverlies. In het flauwe talud van het strand kan geen afschuiving optreden.

Er zijn daarmee geen gevolgen voor de waterstaatkundige functie van de zeewering. Overigens is herstel gemakkelijk (achteraf) uitvoerbaar en dient plaats te vinden door (tijdelijke) anti-stuifmaatregelen, herbeplanting van helmgras en uitgevoerd te worden in zand met een korreldiameter van 333 µm of meer.

Verweking/zettingsvloeiing

In paragraaf 0 zijn de criteria benoemd waaraan voldaan dient te worden voordat zettingsvloeiing kan optreden. Het ontstaan van wateroverspanning wordt niet verwacht gezien de grofheid van het zand. Tevens is het (onderwater-)talud ruim flauwer dan 1:4 (orde 1:20 tot 1:25).

Zettingsverdichting

Het grondonderzoek laat zien dat op geringe diepte al een conusweerstand van 5 MPa of meer aangetroffen is. Verwacht wordt dat door heiwerkzaamheden (ná de ontwatering) nog wel enige zetting kan plaatsvinden, maar dat deze zeer beperkt zal zijn, orde centimeters en vooral zal plaatsvinden in de directe omgeving (10 m) van de fundering. Herstel is gemakkelijk door middel van aanvulling met zand.

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat trillingen/heien geen noemenswaardige effecten zal hebben op de stabiliteit en de zetting van de ZZ, mits herstel uitgevoerd wordt (herbeplanting en aanvullen zand).

Verticale belasting

Op het strand wordt parallel aan de duinen een transportbaan aangelegd bestaande uit Stelconplaten en mogelijk met rijplaten. De ondergrond bestaat over de bovenste meters uit matig tot goed gepakt zand en is bij toepassing van Stelcon platen/rijplaten voldoende draagkrachtig om de verticale belasting op te kunnen nemen.

Belasting richting de taludranden (insteek van taluds) dient echter voorkomen te worden. Daartoe worden speciale duinovergangen aangelegd, zie paragraaf 3.5.

Doorstuiven na wegnemen begroeiing

Niet van toepassing ter plaatse van de windturbines zelf. Ter plaatse van de duinovergangen wordt mogelijk wel begroeiing verwijderd en mogelijk ook bij de aanleg van bekabeling en toegangswegen.

Aangezien de werkzaamheden buiten het stormseizoen dienen plaats te vinden, worden geen hoge windsnelheden van lange duur verwacht maar verstuiwing kan nog steeds plaatsvinden. Daar waar de begroeiing (helmgras) verwijderd is door bouwwerkzaamheden dient deze hersteld te worden en eventueel verdwenen zandvolumes dienen te worden aangevuld. Zandverlies als gevolg van menselijk handelen moet zoveel mogelijk voorkomen worden. Herstel van begroeiing (nieuwe aanplant helm) is onvoldoende om verstuiwing/hinder te voorkomen. Plaatsing van een voldoende dicht raster van rijshoutschermen is nodig om enerzijds de aanplant van helm te beschermen en anderzijds om verstuiwing te beperken.

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat doorstuiven geen noemenswaardige effecten zal hebben mits de begroeiing wordt hersteld en de verdwenen zandvolumes worden aangevuld met zand met een korreldiameter > 330 µm. Zandverlies als gevolg van menselijk handelen moet voorkomen worden. Er dienen rijshoutschermen toegepast te worden om verstuiwing te beperken en de aanplant van helmgras te beschermen.

Ontgravingen

Er vinden geen ontgravingen plaats voor de aanleg van de turbines en kraanopstelplaatsen.

Voor de aanleg van de HDD wordt een perskuip gerealiseerd binnen een bouwkuip met damwanden (zie volgende sectie).

Er worden 2 nieuwe duindoorsteken gerealiseerd die zoveel mogelijk zullen lijken op de bestaande duindoорsteek bij P6. Hiervoor dient zand afgegraven te worden.

De navolgende maatregelen worden genomen zodat er geen effect is op de veiligheid van de zeewering:

- Het af te graven zand voor de duindoорsteek wordt hergebruikt op dezelfde locatie. Er is dus geen sprake van een afname van zandvolume;
- Begroeiing wordt hersteld (helmgras)

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat ontgravingen geen noemenswaardige effecten zal hebben mits:

** Het af te graven zand voor de duindoорsteek wordt hergebruikt op dezelfde locatie (geen afname zandvolume).;*

** Begroeiing wordt hersteld.*

Zandverlies als gevolg van menselijk handelen moet zoveel mogelijk voorkomen worden.

Aanleg bekabeling

Dit aspect is in detail uitgewerkt in [13]. Hieronder zijn de aspecten ten aanzien van de weringsveiligheid samengevat.

In de NEN3651 en NEN3650-1 zijn eisen opgenomen waar leidingen aan moeten voldoen. Overeenkomstig de NEN3651 dienen bij HDD's de in- en uitredepunten buiten de veiligheidszone te liggen. De veiligheidszone bestaat daarbij normaliter uit een stabiliteitszone en een verstoringszone. Voor zeeweringen die gevormd worden door duinen is geen sprake van een normale veiligheidszone.

Voor de HDD's parallel aan de zeewering liggen de in- en uittredepunten op de kraanopstelplaatsen op het strand. Voor de HDD's kruisend met de zeewering liggen enkel de intredepunten op de kraanopstelplaatsen op het strand. Ondanks dat dit niet volledig in lijn is met de NEN3651 wordt deze situatie wel acceptabel geacht omdat de risico's tijdens de uitvoeringsfase op het moment van aanbrengen van de HDD's en tijdens de gebruiksfase nihil en beheersbaar zijn.

Voor de installatie van de windturbines op het strand worden tijdelijke kraanopstelplaatsen aangelegd, één bij elk van de twaalf windturbines. Tijdens de uitvoeringsfase wordt er vanaf één kraanopstelplaats naar een volgende kraanopstelplaats geboord. Voor de kruisende HDD's met de zeewering wordt er eveneens vanaf een kraanopstelplaats onder de zeewering richting de Maasvlakteweg geboord.

De pilotboringen van de HDD's zijn daarbij maatgevend omdat in deze fase de boorspoeldrukken maximaal zullen zijn. Het bentoniet zandmengsel moet namelijk tijdens deze boorfase naar het intredepunt worden getransporteerd middels een overdruk. De boorspoeldruk is dan ook maximaal nabij het uittredepunt. Een eventuele blowout zou kunnen optreden. Het risico op een dergelijke blowout is te voorkomen door de boorspoeldrukken te minimaliseren of het verzwaren van het maaiveld ter plaatsen van het uittredepunt en toch voortgang te hebben tijdens de boring. Indien er toch een blowout optreedt is het risico voor de dijkstabiliteit nihil. Het uittredepunt en blowoutzone liggen namelijk op voldoende afstand van de teen van de zeewering. De lengte van de blowoutzone zal enkele meters voor het uittredepunt liggen. De stabiliteit van de zeewering zal niet in het geding komen.

Gronddekking

Na realisatie liggen de mantelbuizen ter plaatse van het strand en de zeewering volledig beneden het laagst mogelijke erosieprofiel door meerjarige morfologische effecten en stormen; dit aspect is in detail uitgewerkt in [13]. De mantelbuizen beïnvloeden de waterveiligheid niet. Omdat de mantelbuizen drukloos zijn treedt een verstoringszone van de leiding niet op. Van een stabiliteitszone zoals bij rivierdijken is geen sprake omdat het hier een duin betreft. Het uiteindelijke profiel na erosie is immers stabiel.

Voor de HDD bundelboringen tussen de windmolens op het strand is de eis uit de NEN3651 t.a.v. de gronddekking niet van toepassing omdat er niet onder de "kruin van het waterstaatswerk" (zachte zeewering) wordt geboord. Tevens is er geen duidelijk aanwijsbare teen van de zeewering aanwezig.

Kwel

Voor de HDD bundelboringen op het strand is er geen verhoogd risico op kwel langs de aangelegde mantelbuizen. Aanvullende maatregelen zijn niet benodigd. De HDD doorsnijdt immers geen afsluitende grondlaag. De HDD's blijven boven de kleilaag.

Indien een mantelbuis bezwijkt zal er zand en water de mantelbuis inlopen. Dit zal niet resulteren in een beïnvloeding van de zeewering omdat er voorzieningen worden getroffen. De uiteinden van de mantelbuizen onder de zeewering worden afgesloten met bijvoorbeeld rubberen manchetten of een stopac vulling. Dit is des aannemers. Deze waterdichte afsluiting moet voorkomen dat er grond in de mantelbuizen loopt. Tevens zullen deze manchetten een eventuele overdruk in geval van een lekke mantelbuis op moeten vangen. Eventuele vervanging van kabels en verwijdering blijft mogelijk.

Pers- en ontvangstuip

De bekabeling wordt door middel van een gestuurde boring aangelegd binnen een tijdelijke pers- en ontvangstuip met onderwaterbeton. Hiermee ontstaat er lokaal en tijdelijk een hard punt en kan eventueel erosie door oppervlakteafstroming (effect gering, stroomsnelheden zijn laag) optreden. De verdwenen zandvolumes dienen te worden hersteld gedurende de bouwfase. Dit zand dient extern te worden aangevoerd zodat het zandvolume van de ZZ niet verandert.

Aan het eind van de bouwfase dienen de damwanden verwijderd te worden en – waar van toepassing – de begroeiing te worden hersteld. Het onderwaterbeton bevindt zich onder de steenbestorting en het afslagniveau en heeft daarmee geen effect op de weringveiligheid en wordt daardoor niet verwijderd. Aan het eind van de levensduur van het windpark kan het onderwaterbeton verwijderd worden tezamen met de fundering van de monopile.

Zetting

Ten gevolge van de HDD's zal er een beperkte maaiveldzakking optreden. Daar waar de gronddekking het kleinste is, is deze maaiveldzakking het grootst. Herstel is gemakkelijk door middel van aanvulling met zand.

Op basis van het voorgaande wordt geconcludeerd dat aanleg van de bekabeling nauwelijks tot enige beïnvloeding van de ZZ leidt. Indien van toepassing wordt herstel uitgevoerd (verdwenen zandvolumes aangevuld met extern aangevoerd zand met een korreldiameter > 333 µm en helmgras teruggeplaatst).

9 Beoordeling bovengrondse effecten Harde Zeewering/Overgangszone

9.1 Algemeen

Toetscriterium voor de waterkering

Het toetscriterium voor de toelaatbare faalkans van een waterkering wordt doorgaans gerelateerd aan de veiligheidsnorm van de waterkering. De norm is gegeven als een gemiddelde overschrijdingskans per jaar van de waterstand (met bijbehorende golf- en weercondities) waarop de kering moet zijn berekend. Voor de zeewering van Maasvlakte 2 is deze norm $1/10.000$ (10^{-4}) per jaar. Als criterium wordt door beheerders van waterkeringen veelal gehanteerd dat 1 tot 10% additioneel risico (toename faalkansbijdrage) toelaatbaar is.

De 10% additioneel risico komt overeen met de richtwaarde uit het HRW2014. Deze richtwaarde wordt gehanteerd voor kabels en leidingen met gevaarlijke stoffen. Voor waterkeringen wordt veelal ook een bijdrage van 10% á 30% van de faalkans gereserveerd voor “overige faalmechanismen”, die niet de stabiliteit of hoogte van de waterkering betreffen. De overige mechanismen omvatten de waterkerende en niet-waterkerende objecten zoals windturbines. Voor elk te onderscheiden constructie en mechanisme moet dus worden uitgegaan van een veiligheidsniveau dat nog een orde lager ligt. Veelal wordt hiervoor per constructie of mechanisme een criterium van circa 1% van de norm gehanteerd. Deze 1% sluit ook aan bij de criteria zoals geadviseerd in de KPR memo [7] en de STOW richtlijn voor windturbines bij waterkeringen [8].

In deze beoordeling wordt voor de maximaal toelaatbare toename van de faalkans van de waterkering een eis van 1% van de autonome normfrequentie gehanteerd. De **totale faalkans** van de kering door het windpark dient kleiner te zijn dan:

$$P_{\text{eis;MECH;DSN;1\%}} = 1/10.000 * 1\% = 1,0 \cdot 10^{-6}$$

Opgemerkt wordt dat het uitgangspunt van de beschouwing van de totale frequentie een conservatieve benadering is. Hierbij worden de trefkansen van alle windturbines die invloed hebben op de HZ/OZ bij elkaar opgeteld voor alle trefzones.

9.2 Faalscenario's

Conform het Handboek Risicozonering Windturbines (RVO, 2014) worden de risico's van een windturbine voor personen en objecten in de directe omgeving gevormd door drie faalscenario's:

1. Mastbreuk: het omvallen van de turbine, inclusief gondelhuis en rotor;
2. Het neerkomen van het gondelhuis en/of de rotor;
3. Bladbreuk of het afbreken van delen van een rotorblad bij nominaal toerental en overtoeren.

Het faalmechanisme ‘omvallen volledige windturbine’ wordt beschouwd als het worst-case scenario dat kan optreden als de verbinding met het fundament of het fundament bezwijkt, waardoor de windturbine als geheel omvalt.

Het faalmechanisme ‘neerstorten gondelhuis’ houdt in dat de verbinding tussen de toren en het gondelhuis bezwijkt. In dat geval komt het gondelhuis in zijn geheel naar beneden.

Het faalmechanisme ‘afwerp rotorblad’ houdt in dat een rotorblad als geheel of een onderdeel van het rotorblad losraakt tijdens het draaien. Afhankelijk van de positie van het rotorblad en het toerental op het moment van het losraken van het rotorblad, kan een rotorblad enkele honderden meters ver worden geworpen. Bij toerental wordt onderscheidt gemaakt in de faalfrequentie tussen nominaal en overtoeren, zijnde 2x nominaal toerental (zie navolgende paragraaf).

De grootte van de impact wordt onder meer bepaald door de hoek waaronder het rotorblad neerkomt en welk deel van het rotorblad als eerste inslaat. Afhankelijk van het gewicht en de snelheid van het rotorblad is er een risico dat ze, wanneer deze afbreken, een krater veroorzaken op de locatie waar ze terechtkomen. Hiermee vormt plaatsing van de windturbines binnen een afstand van enkele honderden meters uit de zeewering een risico op de geringe veiligheid.

9.3 Faalfrequentienorm

De faalfrequenties voor de voorgenomen maatgevende windturbine zijn afkomstig uit [9] en zijn in onderstaande tabel weergegeven. De waarden zijn geldig voor windturbines vanaf 1 MW tot en met 5 MW.

tabel 16: Scenario's en faalfrequenties voor de windturbines

Scenario	Verwachtingswaarde faalfrequentie [1/jaar]	95% betrouwbaarheidswaarde faalfrequentie [1/jaar]
Mastbreuk (inclusief gondel/rotor)	$5,8 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$
Neerstorten van de gondel en/of de rotor	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-5}$
Bladbreuk bij nominaal toerental	$6,2 \cdot 10^{-4}$	$8,4 \cdot 10^{-4}$
Bladbreuk bij overtoeren	$<5,0 \cdot 10^{-6}$	$5,0 \cdot 10^{-6}$

Voor de beschouwing van de additionele faalkans is uitgegaan van de 95%-waarden. Dit zijn veilige waarden: de kans dat de faalfrequentie lager is, is 95%.

9.4 Methodiek

In navolgende paragrafen wordt de additionele faalkans berekend. De additionele faalkans wordt bepaald door:

1. De kans op falen van de windturbine;
2. De kans dat een falende windturbine de waterkering treft. Voor het bepalen van de trefkans is de wering onderverdeeld in zones, die relevant zijn voor de verschillende faalmechanismen van de wering;
3. Bepaling van het restprofiel;
4. De kans op een kritieke hydraulische belastingsituatie binnen de vereiste tijd voor noodreparatie of herstel.

In onderstaande paragrafen zijn de bovenstaande kansen nader uitgewerkt.

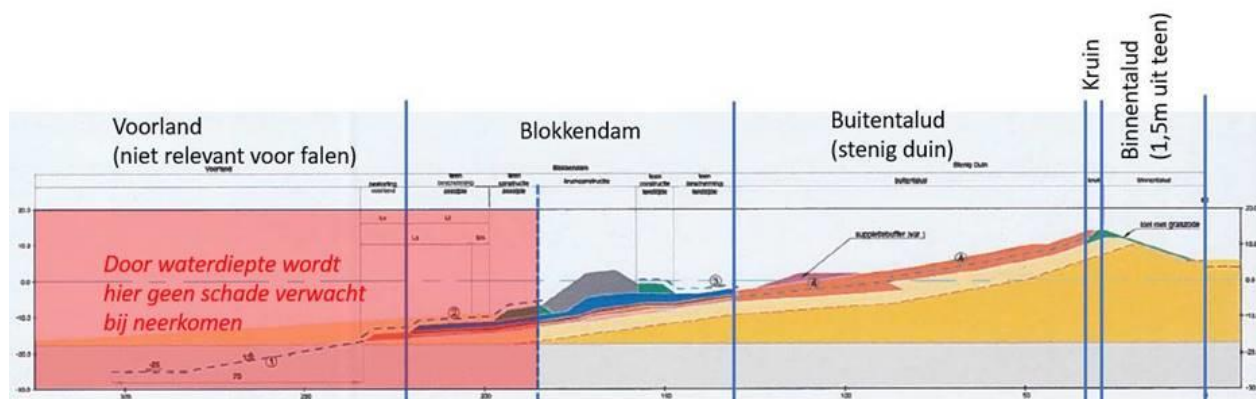
9.5 Trefkanszones

Het ontstaan van een (kritisch) dynamisch profiel door neerkomen van de windturbine of windturbineonderdeel is afhankelijk van waar het gefaalde object landt. Om dit inzichtelijk te maken, is de wering verdeeld in zones.

Voor de HZ zijn de navolgende trefkanszones onderscheiden:

- Binnentalud (tot 1,5 m uit de binnenteen);
- Kruin;
- Buitentalud (het stenig duin);
- Blokkendam.

Het neerkomen van een onderdeel in het voorland, zeewaarts van de blokkendam zal geen schade veroorzaken door de aanwezige waterdiepte.



Figuur 36: indeling in trefkanszones HZ

De zone waarbinnen het neerkomen kan leiden tot falen van de waterkering is gedefinieerd als de kritische strook. Bij het neerkomen van de windturbine of windturbineonderdeel buiten de kritische strook zal de waterkering blijven functioneren.

In de beoordeling wordt gewerkt van grof naar fijn. In eerste instantie zijn alle zones samen beschouwd als kritische strook: aangenomen wordt dat het neerkomen in deze strook zal leiden tot falen van de zeewering. Pas als blijkt dat de faalkans te hoog is wordt nader onderscheid gemaakt tussen de verschillende zones.

9.6 Raakfrequenties

Door Pondera is berekend wat de kans is, dat een windturbine of windturbineonderdeel faalt (faalfrequentie) en vervolgens neerkomt in de verschillende zones (trefkans). Vermenigvuldiging van de faalfrequentie met de trefkans resulteert in de raakfrequentie.

Hierbij is onderscheidt gemaakt in de navolgende scenario's (turbine-opstellingen):

tabel 17: scenario's raakfrequentie

scenario	locatie	windturbine
Alt 02 (max)	HZ-01 t/m HZ-09	Siemens SWT-DD-120
	HZ-10	Vestas V162 (E-160 heeft vergelijkbaar totaalgewicht)
	ZZ-01 t/m ZZ-12	Vestas V162
Alt 02 (min)	HZ-01 t/m HZ-10	Enercon E-115
	ZZ-01 t/m ZZ-12	Vestas V150
VKA	HZ-01 t/m HZ-09	Siemens SWT-DD-120
	HZ-10	Vestas V162
	ZZ-01 t/m ZZ-12	Vestas V162

Voor de berekeningsresultaten van de raakfrequenties per specifieke zone, wordt verwezen naar bijlage A3.

In onderstaande tabel zijn de berekeningsresultaten samengevat. Hierin zijn alle zones samen beschouwd als kritische strook en worden alle turbines beschouwd.

tabel 18: raakfrequentie kritische strook (alle windturbines)

scenario	scenario	raakfrequentie
Alt 02 (max)	Mastfalen	1,35E-03
	Gondelval	4,00E-04
	Bladworp (nominaal + overtoeren)	6,69E-03
Alt 02 (min)	Mastfalen	1,37E-03
	Gondelval	4,00E-04
	Bladworp (nominaal + overtoeren)	6,67E-03
VKA	Mastfalen	1,35E-03
	Gondelval	4,00E-04
	Bladworp (nominaal + overtoeren)	6,67E-03

Uit de resultaten blijkt dat de verschillen per scenario klein zijn.

9.7 Restprofiel wering en kans op kritieke hydraulische belastingsituatie tijdens herstel

9.7.1 Te verwachten kraterdiepte

Bij neerkomen van een windturbineonderdeel zal schade aan de waterkering optreden door kratervorming. In Bijlage A2 zijn berekeningen gemaakt om de kraterdiepte te bepalen. Hierbij is gebruik gemaakt van de methode van Bernard [20]. Uit deze berekeningen volgen de volgende maatgevende waarden voor de kraterdiepte voor de maatgevende windturbines:

tabel 19: kraterdieptes

scenario	maatgevende turbine	neerkomen van een complete gondel met rotor	neerkomen van een rotorblad bij nominaal toerental	neerkomen van een rotorblad bij overtoeren
Alt 02 (max)	V 162	1,4 m	1,1 m	1,45 m
Alt 02 (min)	V 150	1,3 m	1,0 m	1,35 m
VKA	V 162	1,4 m	1,1 m	1,45 m

9.7.2 Kans op kritieke hydraulische belastingen tijdens herstel

Falen van een windturbine of een onderdeel daarvan kan leiden tot schade zoals verlaging van de kruinhoogte, erosie of afschuiven van het talud.

Macrostabiliteit buitentalud (STBU) en erosie buitentalud

Bij neerkomen van een *rotorblad* op de kruin of het buitentalud wordt bij overtoeren een inslag van 1,0 à 1,5 m verwacht, afhankelijk van het beschouwde scenario. Glijvlakken hebben veelal een breedte van 50 à 100 m in de lengterichting van de wering. In vergelijking met deze glijvlakken heeft de krater een beperkte omvang en vormt derhalve geen gevaar voor de stabiliteit.

Bij inslag van een *gondel door mastbreuk* op de breuksteenbekleding kan door kratervorming wel de weerstand tegen afschuiven afnemen, alhoewel de krater grotendeels door de gondel zal worden opgevuld. Ook kan bij het neerkomen op de kruin of de buitenberm de aandrijvende kracht toenemen door de schokgolf en gewicht van het onderdeel. Als gevolg hiervan kan een afschuiving optreden.

Het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts zal zich pas voordoen, zodra het hoogwater voorbij is (na val van de buitenwaterstand). Er zijn dan mogelijkheden tot herstel, voordat een volgend hoogwater plaatsvindt.

Schade aan de stenige bekleding kan (doorgaande) erosie veroorzaken.

Blokkendam

Zowel de impact van een rotorblad, alsmede de impact van een mast en gondel, hebben gevolgen voor de standzekerheid van de blokkendam. Schade aan de blokkendam zal leiden tot extra belasting op de wering door golfoploop en golfoverslag.

Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)

De afmetingen van de krater zijn bij inslag van een rotorblad relatief gering in verhouding tot een glijvlak. Inslag van een gondel door gondelworp of mastbreuk kan wel een grote impact hebben.

De kruin kan met ca. 1,5 m worden verlaagd door inslag op de kruin of indirect door afschuiven van het talud.

Erosie grasbekleding kruin en binnentalud (GEKB)

Door kratervorming kan de kruin (NAP+13,8 m) worden verlaagd, waardoor de wering gevoelig is voor erosie door overslag.

In geval van schade is er een gereduceerd waterkerend vermogen. Er is in dat geval een responstijd tot repareren. Het repareren betreft een noodsituatie, waarbij een noodoplossing (bijvoorbeeld plaatsen zandzakken of damwand) wordt aangebracht om het water te keren (de waterveiligheidsfunctie te herstellen). Er wordt vanuit gegaan dat het aanbrengen van een noodoplossing **maximaal 14 dagen** duurt. Na het aanbrengen van de noodoplossing kunnen de herstelwerkzaamheden aanvangen; deze dienen gereed te zijn voor aanvang van het volgende stormseizoen.

De kans op een kritieke hydraulische belasting tijdens herstel is de kans dat erop het moment van falen van de windturbine een storm heerst of tijdens de reparatietijd een storm opsteekt die de waterstand opstuwt tot boven het niveau dat het restprofiel nog kan keren.

Uitgangspunt is een nominale duur van de storm van 35 uur die het water opstuwt tot boven het kritieke hydraulische belastingniveau.

De kans op een kritieke hydraulische belastingsituatie binnen de vereiste tijd voor noodreparatie in het stormseizoen wordt berekend uit:

$$P_{(\text{falen herstel}; \text{GEKB})} = \text{terugkeertijd hydraulische belasting} \times 14/183$$

In navolgende tabel zijn de resultaten weergegeven voor mastfalen, gondelval en bladafworp (vergelijkbare kraterdieptes):

tabel 20: kans op een kritieke hydraulische belastingsituatie binnen de vereiste tijd voor noodreparatie

Scenario	kraterdiepte	nieuwe kruinhoogte	terugkeertijd hydraulische belasting	$P_{\text{falen herstel}}$
Alt 02 (max) en VKA	1,5 m	NAP+12,3 m	ca. 1/8000 jaar	9,56E-06
Alt 02 (min)	1,4 m	NAP+12,4 m	ca. 1/8200 jaar	9,33E-06

9.8 Additionele faalkans

In deze effectanalyse is de additionele faalkans van de waterkering ($P_{\text{MECH}; \text{Additioneel}}$) gelijkgesteld aan de **totale** raakfrequentie maal de kans op een kritieke hydraulische belastingsituatie binnen de vereiste tijd voor noodreparatie aan de waterkering ($P_{\text{falen herstel}}$).

Vervolgens is per windturbineconfiguratie en per faalscenario getoetst of de additionele faalkans acceptabel is.

Er moet gelden:

$$P_{MECH;Additioneel} \leq P_{EIS;MECH;DSN;1\%}$$

Ofwel

$$P_{MECH;Additioneel} \leq 1,0 \cdot 10^{-6}$$

In navolgende tabel zijn de resultaten weergegeven:

tabel 21: additionele faalkans

Scenario	Faalscenario	$P_{falen\ herstel}$	totale raakfrequentie [1/jaar]	$P_{MECH;Additioneel}$	$P_{Eis;1\%}$	toetsing
Alt 02 (max)	mastfalen	9,56E-06	1,35E-03	3,82E-09	1,0E-6	voldoet
	gondelval	9,56E-06	4,00E-04	6,40E-08	1,0E-6	voldoet
	bladbreek (nominaal + overtieren)	9,56E-06	6,69E-03	1,28E-08	1,0E-6	voldoet
Alt 02 (min)	mastfalen	9,33E-06	1,37E-03	3,73E-09	1,0E-6	voldoet
	gondelval	9,33E-06	4,00E-04	6,22E-08	1,0E-6	voldoet
	bladbreek (nominaal + overtieren)	9,33E-06	6,67E-03	1,29E-08	1,0E-6	voldoet
VKA	mastfalen	9,56E-06	1,35E-03	3,82E-09	1,0E-6	voldoet
	gondelval	9,56E-06	4,00E-04	6,38E-08	1,0E-6	voldoet
	bladbreek (nominaal + overtieren)	9,56E-06	6,67E-03	3,82E-09	1,0E-6	voldoet

Uit de resultaten blijkt dat voor elk scenario voldaan wordt aan het toetsingscriterium $P_{MECH;Additioneel} \leq 1,0 \cdot 10^{-6}$

Scenario Alt 02 (min) geeft een iets gunstiger resultaat te zien maar de verschillen zijn klein.

Opgemerkt wordt dat het uitgangspunt van de beschouwing van de totale frequentie een conservatieve benadering is. Hierbij zijn de trefkansen van alle windturbines die invloed hebben op de HZ/OZ bij elkaar opgeteld voor alle trefzones.

9.9 Omvallen kraan

De kraanopstelplaatsen zijn gedimensioneerd op de te verwachten kraanbelastingen. Bouwwerkzaamheden vinden plaats buiten het stormseizoen waardoor de kans op maatgevende condities navenant kleiner zijn.

Bij het omvallen van een kraan wordt een schade verwacht die ten hoogste vergelijkbaar is met die van mastfalen. In voorgaande paragrafen is aangetoond dat voor mastfalen en gondelval voldaan wordt aan het toetsingscriterium $P_{MECH; Additioneel} \leq 1,0 \cdot 10^{-6}$ indien herstel binnen 14 dagen plaatsvindt en voor aanvang van het stormseizoen.. Dit wordt gewaarborgd in het Integraal Veiligheidsplan (IVP) [21].

10 Bovengrondse effecten Zachte Zeewering

Windturbines

De aanwezigheid van windturbines op het strand van de ZZ heeft invloed op de morfologische processen. Dit aspect, de effecten op de waterveiligheid en de eventueel te nemen maatregelen zijn in detail onderzocht in [1]. In deze paragraaf is een korte samenvatting gegeven.

Analyse van de effecten van de windturbines in [1] laat zien dat de aanwezigheid van de windturbines een beperkt negatief effect op de veiligheid heeft. Om dit te mitigeren dient over de hele lengte van de Zachte Zeewering (inclusief de overgangszone) een toeslag van 40 m³/m aan het ontwerp-profiel in het Beheer en Instandhoudingsplan te worden toegevoegd. Hiermee wordt de standzekerheid van de waterkering geborgd. Dit leidt niet tot de noodzaak van een aanvullende suppletie, er ligt voldoende zand in de duinen over de hele lengte van de Zachte Zeewering. Bovendien wordt zand aan de zeewering toegevoegd wat vrij komt van de kraanopstelplaatsen en taluds van de duinoversteken.

Om ontgroningen rondom de windturbines te voorkomen wordt erosiebescherming toegepast (zie paragraaf 5.4.2). Daarnaast vindt beheer en onderhoud plaats waaronder:

- dagelijkse inspectie door de windparkbeheerder ten aanzien van ontgroningen, evenals een inspectie aan het einde van het stormseizoen;
- strandsuppleties;
- onderhoud duinovergangen.

Falen windturbine of onderdeel daarvan

Door het falen van een windturbine of een onderdeel daarvan zal kratervorming kunnen ontstaan, zowel op de duinen als op het strand.

In het voorgaande hoofdstuk zijn de berekende kraterdieptes weergegeven. Deze diepte varieert per faalscenario en per windturbine maar bedraagt ca. 1,5 m en kan een omvang hebben van meerdere meters.

Het restprofiel zal in eerste instantie niet noemenswaardig afwijken van het vóór afschuiving aanwezige profiel; er wordt geen materiaal (zand) verwijderd. Alhoewel het een lokale verandering betreft, resulteert de krater echter in een verlaging van het profiel wat als focuspunt voor erosie kan gaan dienen (verstoring zanddynamiek). Doordat de kans het grootst is dat falen optreedt tijdens een storm kan een hard object op het strand (de windturbine of een onderdeel daarvan) het erosieproces verder beïnvloeden.

Het object dient zo snel mogelijk verwijderd te worden. Herstel is gemakkelijk uitvoerbaar en dient binnen 14 dagen plaats te vinden door (tijdelijke) anti-stuifmaatregelen, herbepanting van helmgras op de duinen en het binnen enkele werkdagen aanvullen van de kraters met zand met een korrel diameter van 333 µm of meer. Dit wordt gewaarborgd in het Integraal Veiligheidsplan (IVP) en is ook opgenomen in het V&G.

Kraanopstelplaatsen

Voor de bouw van de windturbines worden tijdelijke kraanopstelplaatsen aangelegd op een terp (zie paragraaf 5.4).

De wijze van constructie van de fundering hangt samen met de locatie van de windturbine op het profiel van de zeewering en dus van de terreinhoogte maar bestaat uit een terp van zand eventueel omgeven door geotubes of damwanden. Aan de landzijde sluiten de terp aan op het achterliggende duin.

Alhoewel deze harde constructies tijdelijk van aard zijn, is het mogelijk dat ze tijdens het winterstormseizoen op het strand zullen staan en daardoor een mogelijk risico voor de veiligheid van de waterkering kunnen vormen. Dit aspect is in detail onderzocht in [1].

Nadat de harde objecten (damwanden en geotubes) zijn verwijderd en de funderingslaag inclusief geogrids zijn verwijderd, zal het zand van de terp op het strand achterblijven. Dit heeft een tijdelijk positief effect op de waterveiligheid; het totale zandvolume in de strandschil neemt immers toe. Voor de aanleg van de terpen wordt zand met korreldiameter van minstens 330 μm gebruikt.

Toegangswegen en rijbaan

Transport naar de windturbinelocatie zal plaatsvinden via 4 verschillende duinovergangen, waarvan 2 bestaand (P5 en P6) en 2 nieuwe (zie paragraaf 3.5). Het af te graven zand voor de realisatie van de nieuwe duindoorsteken wordt hergebruikt op dezelfde locatie. Er is dus geen sprake van een afname van zandvolume. Eventuele compenserende maatregelen (zoals zandbuffers) worden in grof zand ($D_{50} > 333 \mu\text{m}$) uitgevoerd en dienen beplant te worden met helmgras. Anti-stuifmaatregelen zijn voorzien.

Op het strand wordt een transportbaan aangelegd parallel aan de duinen. In principe zal deze bestaan uit Stelconplaten. In [18] is aangegeven dat deze NWO's potentieel geen negatief effect hebben op het faalmechanisme duinafslag zodat deze gedurende het stormseizoen kunnen blijven liggen. Indien aanvullend gekozen wordt voor de toepassing van rijplaten, dan dienen deze bij aandiening van een storm verwijderd te worden naar een te realiseren opslaglocatie (landinwaarts van de wering).

11 Beheer, onderhoud en uitbreidbaarheid

11.1 Harde Zeewering en Overgangszone

Werken mogen niet belemmerend zijn voor de inspectie, de monitoring of het beheer en onderhoud van de wering (eis nr. 16). Het uitvoeren van het onderhoud van de wering moet op doelmatige wijze mogelijk blijven (eis nr. 17).

Het funderingssysteem is dusdanig gekozen dat aan deze voorwaarde voldaan kan worden. De fundering belemmert het beheer en onderhoud niet. Er wordt een specifiek drainagesysteem aangebracht.

Na afronding van de bouwwerkzaamheden vinden herstelwerkzaamheden plaats:

- De hoogte van de zeewering wordt gedurende de bouw gemonitord en eventuele verzakkingen zullen na afronding worden hersteld;
- Het binnentalud en de aansluitconstructies rondom de fundering worden versterkt hersteld met met een 1,0 m dikke kleilaag van categorie 1 (ca. 1,5 maal de nu aanwezige laagdikte) om spleetvorming te voorkomen.
- Er wordt een permanente 3D-structuurmat aangebracht op de kruin en het binnentalud om de erosiebestendigheid te garanderen, indien de nieuwe grasmat nog niet volledig is hersteld voor aanvang van het stormseizoen.

Monitoring vormt een belangrijk aspect (zie hoofdstuk 13 en [12]). In de exploitatiefase zal door middel van een visuele inspectie jaarlijks de actuele toestand van de aansluiting van de bekleding op de fundering/grondterp worden beoordeeld en worden vergeleken met de aanleggegevens. De inspectie wordt uitgevoerd door de parkbeheerder na het stormseizoen en na het opstreden van stormen met windkracht 11 en 12.

Eventuele schades aan de bekleding en begroeiing zullen worden vastgelegd op een inspectieformulier en met foto's. Schades zijn gaten, scheuren in de kleibekleding of een verminderde graszodekwaliteit. Door de locaties vast te leggen met GPS-coördinaten en/of een foto, kan in de toekomst worden gekeken of de schade verergert. Duidelijk wordt vastgelegd wat de lengte en breedte van de scheur is. Van begroeiing wordt aangegeven of deze houtvormend is, bij riet wordt het oppervlak aangegeven.

Eventueel te nemen maatregelen volgens uit de monitoring zullen in overleg met de waterbeheerder worden hersteld.

11.2 Zachte Zeewering

Werken mogen niet belemmerend zijn voor de inspectie, de monitoring of het beheer en onderhoud van de wering. Voor een uitgebreide beschouwing wordt verwezen naar [1].

Bij de plaatsing van windturbines in de ZZ zijn morfologische effecten op het dynamisch profiel te verwachten. Dit dient gecompenseerd te worden door het aanbrengen van een compenserende hoeveelheid grof zand ($D_{50} > 333 \mu\text{m}$) in de vorm van bijvoorbeeld zandbuffers.

Behoudens de windturbinefundaties worden er geen andere permanente harde elementen zoals steenzettingen en verhardingen op het strand aangebracht. Inspecties worden daarmee niet belemmerd. Suppletiezand kan ongehinderd worden aangebracht. Het zand kan tevens vrij doorstuiven naar het

duingebied. Wel worden er anti-stuifmaatregelen voorzien om negatieve effecten op bijvoorbeeld het verkeer, te voorkomen.

De erosiebestendigheid dient te allen tijde gewaarborgd te worden. Daartoe wordt ter erosiebescherming van de fundering van de windturbines op de Zachte Zeewering de navolgende maatregelen getroffen:

- de locatiebeheerder voert dagelijks inspectie uit op erosiegaten;
- de locatiebeheerder herstelt erosiegaten (binnen 7 dagen) indien nodig;
- na iedere herstelactie brengt de locatiebeheerder schriftelijk rapport uit bij de beheerder.

Daarnaast vinden strandsuppleties plaats (onderhoud) en worden de duingangen onderhouden. Voor meer detail wordt verwezen naar [1].

Zandverlies als gevolg van menselijk handelen moet zoveel mogelijk voorkomen worden. Na uitvoering van de werkzaamheden worden verdwenen zandvolumes hersteld en vindt herbeplanting plaats.

12 Uitbreidbaarheid zeewering

Werken mogen eventuele toekomstige versterkingen niet significant belemmeren (eis nr. 15). Er dient er mee rekening te worden gehouden dat de zeewering in de toekomst met 0,5 m kan worden opgehoogd (eis nr. 12).

Het funderingssysteem is dusdanig gekozen dat aan deze voorwaarde voldaan kan worden. Het ontwerp voor de HZ en OZ voorziet in een toekomstige ophoging van 0,5 m van de wering, rekening houdend met een zichttermijn van 50 jaar en ontmanteling van het windpark na 25 jaar.

De fundering van de windturbines op de ZZ bestaat uit een monopile. De windturbines bevinden zich op het strand. Uitbreidbaarheid van de wering is daarmee geen probleem.

Aan het einde van de levensduur van het windpark (25 jaar) wordt het funderingssysteem verwijderd.

13 Monitoring

Middels het monitoringsplan - en de uitvoering daarvan - wordt aangetoond dat het veiligheidsniveau van de Zeewering gewaarborgd blijft omdat gesignaleerd wordt dat waarden niet worden overschreden en of beheersmaatregelen moeten worden genomen. Dit monitoringsplan is door Tauw opgesteld [12]. In dit hoofdstuk worden de belangrijkste aspecten uit dit monitoringsplan benoemd.

Er wordt gemonitord in het kader van risicobeheersing, veiligheid en toestandsbepaling. Apart van het monitoringsplan maakt de uitvoerende partij een escalatieplan, voor de gevallen waarbij tijdens de werkzaamheden buiten de kaders van het monitoringsplan wordt getreden.

Een belangrijk onderdeel vormt de standzekerheid van de blokkendam. In het monitoringsplan is hier extra aandacht aan besteed. Middels het monitoringsplan wordt de hoogte van de blokkendam in beeld gebracht en kan een oordeel gegeven worden over dit hoogtebeeld ten tijde van realisatie, exploitatie en ontmanteling van de windturbines (levensduur 25 jaar). Ook omliggende objecten (zoals de de radartoren) en het omliggende wegennet worde gemonitoord.

De volgende fases worden gemonitord tijdens de realisatiefase en zijn vastgelegd in het monitoringsplan:

1. Ontgraven: monitoren van zetting en verplaatsing
2. Aanvullen met terp: monitoren van zetting en verplaatsing
3. Paalfundering/damwanden: monitoren van trillingen en zettingen door verdichting
4. Aanvullen: monitoren van zetting en verplaatsing
5. Aanbrengen klei- en grasbekleding: monitoren van ontwikkeling grasmat

De volgende fases worden gemonitord tijdens de exploitatiefase:

6. Toekomstige ophoging: monitoren van zetting
7. Periodiek onderhoud afhankelijk van soort onderhoud
8. Groot onderhoud afhankelijk van soort onderhoud

De volgende fases worden gemonitord tijdens de ontmanteling van de windturbines:

9. Amoveren van de turbines monitoren van trillingen, zetting en verplaatsing
10. Amoveren van de funderingen monitoren van trillingen, zetting en verplaatsing

De volgende zaken worden gemonitord:

1. Weeromstandigheden, waterstanden en golfomstandigheden
2. Zakkingen maaiveld, kruin en taluds
3. Zakkingen blokkendam
4. Trillingen
5. Grondvervormingen
6. Waterspanningen
7. Klei- en grasbekleding

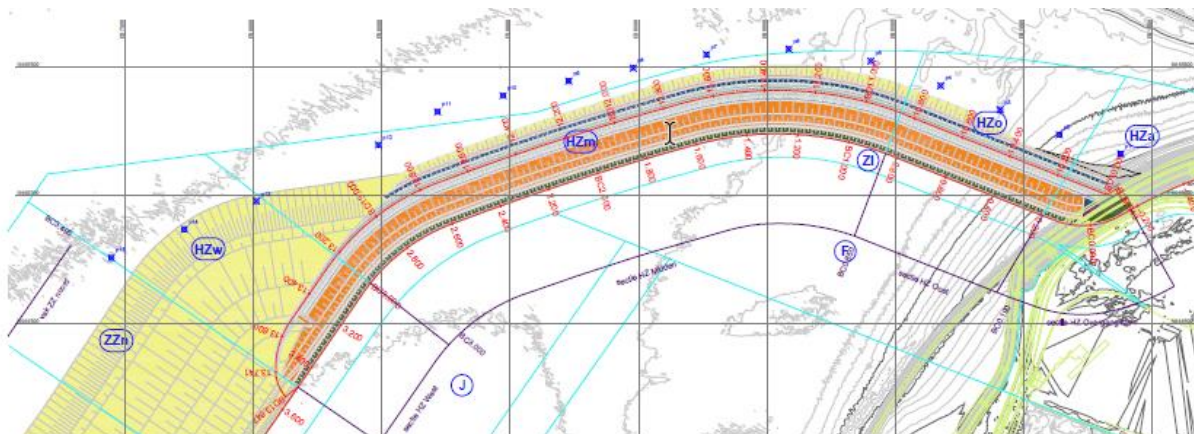
14 Referenties

1. RHDHV – Windpark Maasvlakte 2 - Beoordeling waterveiligheid Zachte Zeewering, ref. nr. BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-G-0007 – juni 2020.
2. Rijkswaterstaat - 156 Aandachtspunten geringveiligheid HZ
3. Puma – “Zachte zeewering: versterkt duinprofiel en effect op keuringsresultaat”, kenmerk puma-p-mon-mi07, 14 juni 2019
4. Puma – Harde Zeewering: hydraulische ontwerpstorm condities van stenig duin + blokkendam – kenmerk puma-l-mja-ono04 – 15 maart 2011
5. Puma – “Harde Zeewering: geotechnische stabiliteit van stenig duin + blokkendam”, kenmerk puma-q-mpo-ono02, 15 maart 2011
6. Van den Berg, F.P.W en Schelfhout, H. “Invloed van windturbines op primaire waterkeringen, kansen en belemmeringen”. Geotechniek, oktober 2012 p. 30 t/m 33
7. Memo Windturbines op of nabij primaire waterkeringen, KPR nr 473, 19-07-2018
8. STOWA – “Handreiking windturbines en waterkeringen” – rapport 2018-53
9. Handboek Risicozonering Windturbines (RVO, 2014)
10. RHDHV – Windpark Maasvlakte 2 – Windturbinefundaties Harde Zeewering – Voorlopig Geotechnisch Ontwerp – referentie BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-G-0005 – 01/Definitief
11. RHDHV – Windpark Maasvlakte 2 – Voorlopig Geotechnisch Ontwerp – windturbinefundaties Zachte Zeewering – in bewerking
12. Tauw – Windpark MV2 – monitoring blokkendam – projectnr. 1275811 – kenmerk R002-1275811TFE-V01-mvg-NL
Tauw – Windpark MV2 – monitoring - projectnr. 1275811 – kenmerk R001-1275811BXB-V02-nja-NL
Tauw – Windpark MV2 – marktconsultatie hoogtemeting blokkendam - projectnr. 1275811 – kenmerk N001-1275811TFE-V01-mvg-NL
13. RHDHV – WP MV2 VO rapport HDD tussen windmolens ZZ. Rapportnr. BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-D-0001
14. Rijkswaterstaat - Memo Watervergunning Harde Zeewering Windpark MV2 – 23 april 2019
15. Rijkswaterstaat - Memo Aandachtspunten geringveiligheid in relatie tot windmolens Harde Zeewering windpark Maasvlakte 2 - 14 november 2019
16. Rijkswaterstaat – Memo Watervergunning Zachte Zeewering Windpark MV2 – 23 april 2019
17. MOS grondmechanica, Sonderingen Windpark 2e Maasvlakte. Opdrachtnummer: 4300038842, 4 november 2019
18. Deltares – Achtergronddocument toetsschema duinafslag – kenmerk 1220085-006 – september 2015.
19. CUR 166 – Damwandconstructies – 6^e herzien druk – 2012
20. Bernard (1978): Depth and motion prediction for earth penetrators. ADA056701, Vicksburg, MS: Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg.
21. RHDHV – Integraal Veiligheidsplan Windpark Maasvlakte II - BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-H-0001
22. RHDHV – Wind farm Maasvlakte 2 – Crane Hardstands for Wind Turbines along the Hard Sea Barrier - BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-S-0003 - Final/01 – 26 May 2020
23. RHDHV – WP MVII – Ontwerp parkbekabeling windturbines Harde Zeewering – BG8375-RHD-ZZ-XX-RP-D-003 – 17 juni 2020
24. P. Hölcher (2016) – Dynamisch gedrag van een on-shore windturbinefundering – Geotechniek – Oktober 2016.

A1 Afleiding hydraulische belastingen HZ

Beschikbare data

De harde zeewering is gelegen op de in de onderstaande figuur weergegeven kaart. Hierin zijn tevens de dijkvakken weergegeven.



Figuur 37- Bovenaanzicht van harde zeewering met sectie indeling en golflocatie punten (uit ontwerp-tekening puma-u-mme-oto32-1 d.d. 15 maart 2011)

Voor de dijkvakken zijn hydraulische randvoorwaarden afgeleid. Dit is zowel gedaan voor de ontwerpsituatie als de situatie na aanleg middels een Hydra-NL model. Dit model heeft geen status en is opgeleverd door HKV conform alle leidraden zoals dat voor de rest van Nederland geldt.

De hydraulische randvoorwaarden zijn weergegeven in de onderstaande tabellen.

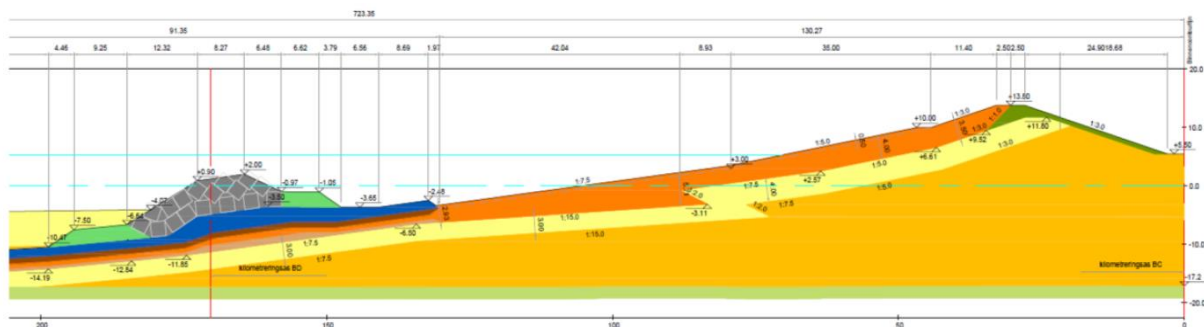
Tabel 22 – Randvoorwaarden ontwerpdocument

Ontwerpdocument							
1:10 jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hs	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	[cm]	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	50	4,80	9,1	328	317	340	3,24
HZo	50	5,25	9,1	310	293	332	3,10
HZm	50	5,65	9,2	302	281	327	3,10
HZw	50	5,75	9,1	297	273	326	3,10
1:100jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hs	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	[cm]	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	50	5,75	10,1	329	318	337	3,87
HZo	50	6,20	9,9	311	294	331	3,75
HZm	50	6,65	10,1	304	283	328	3,75
HZw	50	6,75	10,1	301	275	327	3,75
1:1.000 jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hs	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	[cm]	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	50	6,50	10,9	329	319	336	4,56
HZo	50	6,90	10,7	314	297	331	4,44
HZm	50	7,40	10,9	308	286	328	4,44
HZw	50	7,50	10,9	308	282	328	4,44
1:10.000 jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hs	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	[cm]	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	50	7,05	11,4	329	324	335	5,30
HZo	50	7,45	11,3	319	307	332	5,30
HZm	50	7,95	11,6	317	300	330	5,30
HZw	50	8,05	11,6	317	297	331	5,30

Tabel 23 – Randvoorwaarden informele Hydra-NL database

Hydra berekeningen							
1:10 jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hm0.teen	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	zichtjaar	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	2050	3.43	7.68	337.8			3.28
HZo	2050	3.43	7.68	337.8			3.28
HZm	2050	4.08	7.86	322.5			3.27
HZw	2050	4.19	7.72	300.2			3.3
1:100 jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hm0.teen	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	zichtjaar	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	2050	4.09	8.47	338.6			4.01
HZo	2050	4.09	8.47	338.6			4.01
HZm	2050	4.73	8.75	324.1			4.01
HZw	2050	4.9	8.69	303.3			3.98
1:1.000 jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hm0.teen	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	zichtjaar	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	2050	5.01	9.69	338.9			4.76
HZo	2050	5.01	9.69	338.9			4.76
HZm	2050	5.69	9.96	325.2			4.78
HZw	2050	5.51	10.69	304.2			4.47
1:10.000jr							
sectie	zeesp. Stijging	Hm0.teen	Tm- 1.0	Dir gem	Dir 10%	Dir 90%	h
sectie	zichtjaar	[m]	[s]	[°N]	[°N]	[°N]	[m+NAP]
HZa	2050	5.57	11.62	339.1			5.29
HZo	2050	5.57	11.62	339.1			5.29
HZm	2050	6.3	11.94	325.8			5.3
HZw	2050	6.42	11.75	305.4			5.22

Tevens is er een dwarsprofiel vanuit het ontwerp bekend. Dit is weergegeven in de onderstaande figuur.



Figuur 38 – Dwarsprofiel van de harde zeewering

Aanpak

De zeewering van Maasvlakte 2 is zodanig ontworpen en gedimensioneerd dat deze de komende 50 jaar bestand is tegen een extreme mix van weer-, wind- en getijdecondities met een verschijningskans van 1:10.000 per jaar. Het is niet precies bekend wat voor golfoverslag het algemene ontwerp zou moeten opleveren, gegeven de bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. Hier wordt een aanname van 10 l/s/m voor gedaan. Het mogelijk om een inschatting te maken wat de toename is van het risico door afname van de kruinhoogte door gebruik te maken van de relaties die bekend zijn in de EurOtop golfoverslag formules. De aangenomen waarde van het overslagdebiet is dan een eikpunt, die niet uit zou mogen maken voor het eindresultaat.

EurOtop als basis

De golfoverslaghandleiding EurOtop maakt gebruik van diverse parameters om golfoverslag uit te rekenen. Onderstaande formule weergeeft de relatie die gelegd kan worden tussen de hydraulische randvoorwaarden, de constructie en de golfoverslag.

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.026}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left[-\left(2.5 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right)^{1.3}\right] \quad 5.12$$

with a maximum of:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.1035 \cdot \exp\left[-\left(1.35 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma^*}\right)^{1.3}\right] \quad 5.13$$

De golfoverslag q is dus afhankelijk van de hydraulische randvoorwaarden en constructie (uitgedrukt in een golfhoogte H_{m0} , een periode $T_{m-1,0}$ en het talud α wat tezamen verwerkt zit in het Iribarren getal $\xi_{m-1,0}$, en het verschil in hoogte tussen de bovenkant van de constructie en de waterstand, uitgedrukt in freeboard R_c). Verder bevat de formule een aantal stelparameters, uitgedrukt in invloedscoëfficiënten die genoteerd zijn met het symbool γ . Deze invloedscoëfficiënten stellen overige aspecten voor, zoals de invloed van een berm (γ_b), de invloed van ruwheid γ_f , de invloed van de hoek van inval van golven γ_β en de invloed van een muur γ_v . De term γ kan allesomvattend zijn en kan de gecombineerde invloed zijn van de constructie. Zo kan bijvoorbeeld de invloed van de teen ook in een γ worden uitgedrukt. Met de aanname dat deze γ niet of nauwelijks verandert met veranderende hydraulische randvoorwaarden, kan er vervolgens worden bepaald wat het effect is van veranderende randvoorwaarden op de golfoverslag.

RHDHV heeft in het verleden een tool geschreven om golfoverslag uit te rekenen, die gebruik maakt van de EurOtop handleiding. Deze tool heet “over-the-top v1.6”. Het ontwerp vanuit de ontwerptekening en de hydraulische randvoorwaarden kunnen hierin worden ingevoerd. De invloedscoëfficiënten voor zover ze bekend zijn, kunnen hiermee worden afgeleid. Dit is alleen de hoek van inval γ_β . Het talud is glad en er is geen berm aanwezig, waardoor de invloedscoëfficiënten hiervoor niet bestaan (en dus 1 zijn). Vervolgens kan de invloedscoëfficiënt γ voor met name de teenconstructie als het ware worden “geëikt”, door deze te fitten op een bepaald overslagdebiet.

Vervolgens worden berekeningen gemaakt met de hydraulische randvoorwaarden en wordt de kruinhoogte verlaagd met 2,81m. Dit simuleert een krater in de kruin. Op een gegeven moment zal er een combinatie van hydraulische randvoorwaarden zijn waarbij de golfoverslag hetzelfde is als wanneer er geen kruinverlaging zou zijn geweest. Het relatieve verschil in herhalingstijd (bijvoorbeeld een toename van 1/10.000 naar 1/30, een factor 300) hiervan staat gelijk aan het relatieve verschil in risico per jaar (dan ook een factor 300).

Geëikte EurOtop parameters

Het representatieve dwarsprofiel staat weergegeven in Figuur 38 voor dijkvak HZm, het meest blootgestelde profiel. Hieruit is de geometrie af te leiden:

- Het ondertalud is samengesteld uit 1 op 7.5 en maakt een knik naar 1 op 5 ter hoogte van NAP+3.0m. Gemiddeld genomen is dit profiel daarmee ongeveer 1 op 6
- Het boventalud is 1 op 3
- Er is een kleine berm aanwezig van 90cm breed op een niveau van NAP+10.0m
- De kruin bevindt zich op NAP+13.5m
- De oriëntatie van de dijk is 340 gr tov N (gemeten in Google Earth).

Toegepast worden de hydraulische randvoorwaarden uit Tabel 22 voor 1 per 10.000 jaar met 50cm zeespiegelstijging:

- Waterstand: NAP+5.30m
- Golfhoogte: 7.95m
- Golfperiode: 11.6s
- Hoek van inval golven: 317 gr tov N

Om tot een overslag van 10 l/s/m te komen, zal er een additionele coëfficiënt moeten worden bepaald die representatief is voor de teen van de dijk. Deze blijkt 0.76 te moeten zijn (design value approach). Dit levert samengesteld de onderstaande in- en uitvoer op in Over-the-top v1.6:

Input			
Geometry		Hydraulic boundary conditions	
Lower slope	1/6	tan_a1 [-]	Water level relative to SWL 5.3 h [m+SWL]
Berm slope	0	tan_ab [-]	Significant wave height 7.95 Hm0 [m]
Upper slope	1/3	tan_a2 [-]	Spectral wave period 11.6 Tm-1,0 [s]
Berm width	0.9	B_b [m]	Wave direction 317 theta_w [°]
Berm height (mid) relative to SWL	10	z_b [m+SWL]	
Crest height relative to SWL	13.5	z_k [m+SWL]	Parapet/wave wall
Dike orientation	340	theta_k [°]	Wave wall present ☐
			Wave wall height 1 h_wall [m]
			Bullnose present ☐
Roughnesses			Bullnose height 0.5 h_n [m]
Lower slope	1	gamma_f1 [-]	Bullnose angle (15, 30, 45, 60 gr) 45 eps [°]
Berm	1	gamma_fb [-]	
Upper slope	1	gamma_f2 [-]	Additional coefficient 0.76 gamma_z [-]

Figuur 39 – Invoer in Over-the-top v1.6 basisprofiel HZm

Output					
Runup computation			Influence factors		
Overtopping rate	10.4	q [l/s/m]	Berm	0.992	gamma_b [-]
Max rate dominant	false	q=qmax	Average roughness	1	gamma_f [-]
Freeboard	8.2	Rc [m]	Roughness berm has influence	false	[-]
2% runup relative to water level	9.35	Ru2% [m]	Angle of attack (overtopping)	0.924	gamma_beta [-]
2% runup relative to SWL	14.65	Ru2% [m+SWL]	Angle of attack (runup)	0.949	gamma_beta [-]
Smooth runup rel. to water level	9.35	Ru2%_smooth [m]	Wall	1	gamma_v [-]
Relative freeboard	1.577	Rc_rel [-]	Combination wall & bullnose	1	gamma_star [-]
Relative overtopping	0.021	q_rel [-]			
Iribarren number	0.938	ksi [-]	Absolute angle of attack	23	beta [°]
Representative slope	0.183	tan_a_avg [-]	Wave steepness	3.78	s_m [%]

Figuur 40 – Uitvoer Over-the-top v1.6 basisprofiel HZm

Berekening HBN voor nieuwe hydraulische randvoorwaarden

Gegeven de gekijkte EurOtop parameters, kan er een HBN worden berekend die past bij de nieuwe hydraulische randvoorwaarden in Tabel 23.

Tabel 24 – HBN voor nieuwe hydraulische randvoorwaarden uit Tabel 23

Herhalingstijd [jaar]	Waterstand [m+NAP]	Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]	Golfrichting [gr tov N]	HBN [m+NAP]
10	3.27	4.08	7.86	322.5	6.2*
100	4.01	4.73	8.75	324.1	7.8*
1000	4.78	5.69	9.96	325.2	10.1
10.000	5.3	6.3	11.94	325.8	12.9

**Deze HBN's bevinden zich onder de berm. Hier verandert in Over-the-top het talud, aangezien de golven niet boven de berm kunnen uitkomen. In dat geval wordt er een ondertalud van 1 op 7.5 toegepast en een boventalud van 1 op 5 met een knik op NAP+3.0m, conform Figuur 38. Tevens zal in werkelijkheid de HBN hier nog lager zijn, omdat de teen steeds meer als een golfbreker gaat fungeren en dus meer invloed heeft.*

Aan de hand van de berekende kraterdiepte is de terugkeertijd van het Hydraulisch belastingniveau (HBN) te bepalen.

A2 Bepaling kraterdiepte

A2.1 Inleiding

Het risico op falen van de wering is onder meer afhankelijk van de locatie en de wijze van neerkomen van de windturbine of windturbineonderdeel. Daarnaast spelen de situering, de opbouw en de robuustheid van de waterkering een rol. Om inzicht te krijgen in de schade aan de wering en het resterende profiel wordt in deze bijlage een inschatting gemaakt van de kraterdiepte. De kraterdiepte is per faalscenario berekend op basis van een energiebeschouwing.

A2.2 Gewichten en afmetingen windturbine-onderdelen

Bij het falen van de windturbine of onderdeel hiervan zal het neerkomen van de mast de grootste schade aan de wering tot gevolg hebben. De gondel zal vrijwel loodrecht naar beneden valen en daarmee voor een deel op de funderingsplaat vallen waarmee een groot deel van de energie verloren gaat.

In onderstaande tabel zijn de gehanteerde gegevens weergegeven. Door gebruik te maken van de eigenschappen van de zwaarste windturbine per scenario wordt de maatgevende situatie beschouwd:

Tabel A10-1: data windturbines per scenario

	Scenario Alt 02 (max) en VKA	Scenario Alt 02 (min)
Maatgevende turbine	Vestas V 162	Vestas V150
Gewicht complete gondel met rotornaaf en bladen	297 ton	264 ton
Breedte gondel	4,2 m	4,2 m
Bladgewicht	21,7 ton	18,6 ton
Nominaal toeren	12,1	12,6
Gemiddelde Breedte blad	3,6 m	3,4 m
Valsnelheid blad (nominaal)	54,5 m/s	53,5 m/s
Valsnelheid blad (overtoreen)	71,5 m/s	70,5 m/s
Gewicht mast	688 ton	676 ton
Gemiddelde diameter mast	5,35 m	5,1 m

A2.3 Wijze van bepaling kraterdiepte

Er is in de praktijk weinig tot geen ervaring met grondvervorming door vallende voorwerpen, die qua afmetingen, gewicht en valsnelheid vergelijkbaar zijn met de situatie van een vallende windturbinegondel. Bestaande theorieën zijn veelal gebaseerd op kleinere voorwerpen (<40 ton) met geringere valhoogten

(<50 m), ofwel op inslag van zeer grote voorwerpen (meteorieten) met een zeer hoge valsnelheid (>1 km/s).

Bij recente onderzoeken (Oostpolderdijk en Krammer) zijn verschillende methodes vergeleken met numerieke analyse. Hieruit bleek dat de empirische methode van Bernard [18] het best overeenkwam met de numerieke analyse.

Een voordeel van de methode Bernard ten opzichte van andere methodes is dat de afmetingen en vorm van het object beschouwd worden.

Voor de geotechnische inschatting van grondindringing door een vallend onderdeel van de windturbine is daartoe de methode Bernard gebruikt.

Benard methode

Het model van Bernard (1978) is een semi-theoretisch model in die zin dat het een fysische onderbouwing bevat. Ze gaat uit van een bewegingsvergelijking waarbij voor de oplossing enkele empirische parameters benodigd zijn.

De te berekenen indringingsdiepte (Z) in [m] is afhankelijk van:

- De grondsoort, via het zogenaamde “S-nummer” [-].
- De vorm van het projectiel, via de factor “N” [-].
- De verhouding tussen gewicht en doorsnede van het projectiel (“w [kg]/A [m²]”).
- De snelheid waarmee het projectiel de grond raakt: “V” (impact-snelheid [m/s]).

Als randvoorwaarde wordt gesteld dat de vertraging in de grond uniform is (dit is door metingen onderbouwd).

De indringingsdiepte (Z) wordt als volgt bepaald:

$$Z_B(S, V, w) := \frac{1}{c(S)} \cdot \left[- \left(a(S) + \frac{2}{3} \cdot b(S) \cdot V \right) + \sqrt{\left(a(S) + \frac{2}{3} \cdot b(S) \cdot V \right)^2 + w \cdot c(S) \cdot V^2} \right]$$

waarin:

$$a(S) := \frac{\alpha \cdot d}{S \cdot N}$$

$$b(S) := \frac{d}{S \cdot N} \cdot \sqrt{\frac{3}{7} \cdot \beta \cdot w}$$

$$c(S) := \frac{\beta \cdot d^2}{S^2 \cdot N^2}$$

α en β zijn empirische coëfficiënten met $\alpha = 2,2E+06$ m/s en $\beta = 2,8E+07$ N/m³.

De **factor S** is afhankelijk van het type grondsoort. Hoe hoger de S-waarde, hoe groter de indringing.

In onderhavige analyse is uitgegaan van $S = 7$, behorende bij een kleibekleding met gras (van ca. 0,5 m dikte) op een zandkern (matig gepakt).

De **vormfactor N** is afhankelijk van de vorm van de neus van het projectiel. Voor “stompe” voorwerpen bedraagt de factor $N = 0,56$ en komt – in vergelijking met militaire projectielen - het meest overeen. In onderhavige analyse is daarom uitgegaan van $N = 0,56$.

A2.4 Inschatting kraterdiepte

In het navolgende is de berekening uitgewerkt voor windturbine **V-162**. De inschatting van de kraterdiepte voor de overige windturbines verloopt analoog.

Kraterdiepte bij neerkomen van de gondel en rotor

Het totale gewicht van de rotor met 3 bladen bedraagt circa 297 ton. De maximale valhoogte is gelijk aan de ashoogte van 107 m.

De berekening van de kraterdiepte is als volgt:

$$a = (2,2E+06 * 4,2) / (0,56 * 7) = 2357143$$

$$b = (4,2 / (0,56 * 7)) * (3/7 * 2,8E+07 * 297000)^{0,5} = 2022703$$

$$c = (2,8E+07 * 4,2^2) / (7^2 * 0,56^2) = 32142857$$

De indringingsdiepte wordt dan berekend op 1,40 m.

Voor de kraterdiepte van de breuksteenbekleding is een lagere waarde meer realistisch.

Voor de val van de gondel en rotor wordt uitgegaan van een kraterdiepte van 1,4 m

Kraterdiepte bij neerkomen van een rotorblad

De massa van een afgeworpen rotorblad bedraagt op 21,7 t, ofwel circa 217 kN en heeft een diameter van ca. 3,6 m. De snelheid op moment van impact bedraagt respectievelijk 54,5 m/s (nominaal) en 71,5 m/s (overtoren).

De bepaling van de coëfficiënten a, b en c verloopt analoog aan die bij de val van gondel en rotor en bedragen:

$$a = 2020408$$

$$b = 468637$$

$$c = 23615160$$

De indringingsdiepte wordt dan berekend op 1,03 m (nominaal) en 1,37 m (overtieren).

Voor de kraterdiepte van de breuksteenbekleding is een lagere waarde meer realistisch.

**Voor de val van rotorblad wordt uitgegaan van een kraterdiepte van
1,0 m voor nominaal toerental en 1,4 m bij overtoeren.**

A3 Raakfrequenties

Mastfalen

raakfrequenties

Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Rotordiameter	Blad binnentalud	Gondel Binnentalud	Gondel Kruin	Gondel Buitentalud	Gondel Strand	Gondel Blokkendam	Gondel Duin
			[m]							
Alt 02 (max)	HZ-01	SG-DD-120	120	8,31E-06	1,41E-05	2,89E-06	5,06E-05			
Alt 02 (max)	HZ-02	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,37E-05	2,89E-06	5,63E-05			
Alt 02 (max)	HZ-03	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,41E-05	2,89E-06	5,60E-05			
Alt 02 (max)	HZ-04	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,44E-05	2,89E-06	5,63E-05			
Alt 02 (max)	HZ-05	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,37E-05	2,89E-06	5,78E-05			
Alt 02 (max)	HZ-06	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,44E-05	2,53E-06	5,71E-05			
Alt 02 (max)	HZ-07	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,44E-05	2,89E-06	5,53E-05			
Alt 02 (max)	HZ-08	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,41E-05	2,53E-06	5,60E-05			
Alt 02 (max)	HZ-09	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,44E-05	2,53E-06	5,24E-05			
Alt 02 (max)	HZ-10	SG-DD-120	120	5,06E-06	1,05E-05	2,17E-06	5,74E-05			
Alt 02 (max)	ZZ-01	V162	162		1,52E-05	1,91E-05	1,08E-05	8,16E-05	3,25E-06	
Alt 02 (max)	ZZ-02	V162	162					1,01E-04	3,61E-06	2,56E-05
Alt 02 (max)	ZZ-03	V162	162					1,03E-04		2,74E-05
Alt 02 (max)	ZZ-04	V162	162					1,04E-04		2,60E-05
Alt 02 (max)	ZZ-05	V162	162					1,04E-04		2,64E-05
Alt 02 (max)	ZZ-06	V162	162					1,04E-04		2,64E-05
Alt 02 (max)	ZZ-07	V162	162					1,04E-04		2,60E-05
Alt 02 (max)	ZZ-08	V162	162					1,04E-04		2,56E-05
Alt 02 (max)	ZZ-09	V162	162					1,04E-04		2,60E-05
Alt 02 (max)	ZZ-10	V162	162					1,07E-04		2,31E-05
Alt 02 (max)	ZZ-11	V162	162					1,06E-04		2,38E-05
Alt 02 (max)	ZZ-12	V162	162					9,71E-05		3,29E-05
				7,55E-05	1,53E-04	4,62E-05	5,66E-04	1,22E-03	6,86E-06	2,89E-04

Mastfalen

raakfrequenties

Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Rotordiameter	Blad binnentalud	Gondel Binnentalud	Gondel Kruin	Gondel Buitentalud	Gondel Strand	Gondel Blokkendam	Gondel Duin
Alt 02 (min)	HZ-01	E-115	115	8,67E-06	1,66E-05	2,89E-06	5,24E-05			
Alt 02 (min)	HZ-02	E-115	115	8,67E-06	1,63E-05	3,25E-06	5,06E-05			
Alt 02 (min)	HZ-03	E-115	115	8,67E-06	1,63E-05	3,25E-06	5,45E-05			
Alt 02 (min)	HZ-04	E-115	115	9,03E-06	1,63E-05	2,89E-06	5,42E-05			
Alt 02 (min)	HZ-05	E-115	115	8,67E-06	1,66E-05	2,89E-06	5,60E-05			
Alt 02 (min)	HZ-06	E-115	115	8,67E-06	1,66E-05	2,89E-06	5,63E-05			
Alt 02 (min)	HZ-07	E-115	115	8,67E-06	1,63E-05	3,25E-06	5,49E-05			
Alt 02 (min)	HZ-08	E-115	115	9,03E-06	1,63E-05	2,89E-06	5,49E-05			
Alt 02 (min)	HZ-09	E-115	115	9,03E-06	1,59E-05	3,25E-06	5,49E-05			
Alt 02 (min)	HZ-10	E-115	115	9,39E-06	1,59E-05	3,61E-06	4,98E-05			
Alt 02 (min)	ZZ-01	V150	150		6,14E-06	3,18E-05	6,86E-06	8,49E-05	3,61E-07	
Alt 02 (min)	ZZ-02	V150	150				2,24E-05	1,04E-04		3,61E-06
Alt 02 (min)	ZZ-03	V150	150					1,05E-04		2,46E-05
Alt 02 (min)	ZZ-04	V150	150					1,07E-04		2,31E-05
Alt 02 (min)	ZZ-05	V150	150					1,07E-04		2,31E-05
Alt 02 (min)	ZZ-06	V150	150					1,07E-04		2,28E-05
Alt 02 (min)	ZZ-07	V150	150					1,08E-04		2,24E-05
Alt 02 (min)	ZZ-08	V150	150					1,08E-04		2,20E-05
Alt 02 (min)	ZZ-09	V150	150					1,12E-04		1,81E-05
Alt 02 (min)	ZZ-10	V150	150					1,11E-04		1,88E-05
Alt 02 (min)	ZZ-11	V150	150					1,11E-04		1,95E-05
Alt 02 (min)	ZZ-12	V150	150					9,93E-05		3,07E-05
				8,85E-05	1,69E-04	6,28E-05	5,68E-04	1,26E-03	3,61E-07	2,29E-04

Mastfalen

raakfrequenties

Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Rotordiameter	Blad binnentalud	Gondel Binnentalud	Gondel Kruin	Gondel Buitentalud	Gondel Strand	Gondel Blokkendam	Gondel Duin
VKA	HZ-01	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,37E-05	2,89E-06	5,02E-05			
VKA	HZ-02	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,37E-05	2,89E-06	5,63E-05			
VKA	HZ-03	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,41E-05	2,89E-06	5,60E-05			
VKA	HZ-04	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,44E-05	2,89E-06	5,63E-05			
VKA	HZ-05	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,37E-05	2,89E-06	5,78E-05			
VKA	HZ-06	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,44E-05	2,53E-06	5,71E-05			
VKA	HZ-07	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,44E-05	2,89E-06	5,53E-05			
VKA	HZ-08	SG-DD-120	120	7,58E-06	1,41E-05	2,53E-06	5,60E-05			
VKA	HZ-09	SG-DD-120	120	7,94E-06	1,44E-05	2,53E-06	5,24E-05			
VKA	HZ-10	V162	162	5,42E-06	1,05E-05	2,17E-06	5,78E-05			
VKA	ZZ-01	V162	162		1,30E-05	2,06E-05	1,16E-05	8,23E-05	2,53E-06	
VKA	ZZ-02	V162	162					1,03E-04	0,00E+00	1,19E-05
VKA	ZZ-03	V162	162					1,03E-04		2,67E-05
VKA	ZZ-04	V162	162					1,05E-04		2,53E-05
VKA	ZZ-05	V162	162					1,05E-04		2,53E-05
VKA	ZZ-06	V162	162					1,05E-04		2,53E-05
VKA	ZZ-07	V162	162					1,05E-04		2,53E-05
VKA	ZZ-08	V162	162					1,05E-04		2,46E-05
VKA	ZZ-09	V162	162					1,09E-04		2,13E-05
VKA	ZZ-10	V162	162					1,07E-04		2,28E-05
VKA	ZZ-11	V162	162					1,07E-04		2,28E-05
VKA	ZZ-12	V162	162					9,79E-05		3,21E-05
				7,55E-05	1,51E-04	4,77E-05	5,67E-04	1,23E-03	2,53E-06	2,63E-04

Gondelfalen

raakfrequenties

Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Blad binnentalud	Gondel Binnentalud	Gondel Kruin	Gondel Buitentalud	Gondel Strand	Gondel Blokkendam
Alt 02 (max)	HZ-01	SG-DD-120	1,00E-05	1,76E-05	4,22E-06	8,22E-06		
Alt 02 (max)	HZ-02	SG-DD-120	1,02E-05	1,71E-05	4,44E-06	8,22E-06		
Alt 02 (max)	HZ-03	SG-DD-120	1,01E-05	1,74E-05	4,44E-06	8,00E-06		
Alt 02 (max)	HZ-04	SG-DD-120	1,09E-05	1,78E-05	5,11E-06	6,22E-06		
Alt 02 (max)	HZ-05	SG-DD-120	8,89E-06	1,82E-05	4,22E-06	8,67E-06		
Alt 02 (max)	HZ-06	SG-DD-120	9,56E-06	1,81E-05	4,33E-06	8,00E-06		
Alt 02 (max)	HZ-07	SG-DD-120	1,08E-05	1,79E-05	5,00E-06	6,33E-06		
Alt 02 (max)	HZ-08	SG-DD-120	1,09E-05	1,73E-05	4,67E-06	7,11E-06		
Alt 02 (max)	HZ-09	SG-DD-120	1,49E-05	1,93E-05	5,78E-06			
Alt 02 (max)	HZ-10	V162	1,58E-05	1,04E-05	2,33E-06	1,14E-05		
Alt 02 (max)	ZZ-01	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-02	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-03	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-04	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-05	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-06	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-07	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-08	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-09	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-10	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-11	V162					4,00E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-12	V162					4,00E-05	
			1,12E-04	1,71E-04	4,46E-05	7,22E-05	4,80E-04	

Gondelfalen

raakfrequenties

Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Blad binnentalud	Gondel Binnentalud	Gondel Kruin	Gondel Buitentalud	Gondel Strand	Gondel Blokkendam
Alt 02 (min)	HZ-01	E-115	9,78E-06	1,80E-05	4,33E-06	7,89E-06		
Alt 02 (min)	HZ-02	E-115	9,56E-06	1,79E-05	4,33E-06	8,22E-06		
Alt 02 (min)	HZ-03	E-115	9,89E-06	1,78E-05	1,56E-06	1,08E-05		
Alt 02 (min)	HZ-04	E-115	1,07E-05	1,82E-05	5,33E-06	5,78E-06		
Alt 02 (min)	HZ-05	E-115	8,67E-06	1,86E-05	4,33E-06	8,44E-06		
Alt 02 (min)	HZ-06	E-115	9,33E-06	1,83E-05	4,67E-06	7,67E-06		
Alt 02 (min)	HZ-07	E-115	1,07E-05	1,82E-05	5,11E-06	6,00E-06		
Alt 02 (min)	HZ-08	E-115	1,01E-05	1,82E-05	4,89E-06	6,78E-06		
Alt 02 (min)	HZ-09	E-115	1,47E-05	1,98E-05	5,56E-06			
Alt 02 (min)	HZ-10	E-115	1,27E-05	1,88E-05	8,56E-06			
Alt 02 (min)	ZZ-01	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-02	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-03	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-04	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-05	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-06	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-07	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-08	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-09	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-10	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-11	V150					4,00E-05	
Alt 02 (min)	ZZ-12	V150					4,00E-05	
			1,06E-04	1,84E-04	4,87E-05	6,16E-05	4,80E-04	

Gondelfalen

raakfrequenties

Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Rotordiameter	Blad binnentalud	Gondel Binnentalud	Gondel Kruin	Gondel Buitentalud	Gondel Strand	Gondel Blokkendam
VKA	HZ-01	SG-DD-120	120	1,12E-05	1,73E-05	4,67E-06	6,78E-06		
VKA	HZ-02	SG-DD-120	120	1,02E-05	1,71E-05	4,44E-06	8,22E-06		
VKA	HZ-03	SG-DD-120	120	1,01E-05	1,74E-05	4,44E-06	8,00E-06		
VKA	HZ-04	SG-DD-120	120	1,09E-05	1,78E-05	5,11E-06	6,22E-06		
VKA	HZ-05	SG-DD-120	120	8,89E-06	1,82E-05	4,22E-06	8,67E-06		
VKA	HZ-06	SG-DD-120	120	9,56E-06	1,81E-05	4,33E-06	8,00E-06		
VKA	HZ-07	SG-DD-120	120	1,08E-05	1,79E-05	5,00E-06	6,33E-06		
VKA	HZ-08	SG-DD-120	120	1,09E-05	1,73E-05	4,67E-06	7,11E-06		
VKA	HZ-09	SG-DD-120	120	1,49E-05	1,93E-05	5,78E-06			
VKA	HZ-10	V162	162	1,51E-05	1,04E-05	2,22E-06	1,22E-05		
VKA	ZZ-01	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-02	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-03	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-04	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-05	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-06	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-07	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-08	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-09	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-10	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-11	V162	162					4,00E-05	
VKA	ZZ-12	V162	162					4,00E-05	
				1,13E-04	1,71E-04	4,49E-05	7,16E-05	4,80E-04	

Bladworp (nominaal + overtoeren)

			raakfrequenties					
Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Treffen Binnentalud	Treffen Kruin	Treffen buitentalud	Treffen Strand	Treffen Blokkendam	Treffen Duin
Alt 02 (max)	HZ-01	SG-DD-120	4,47E-04	2,27E-05	1,53E-04		3,21E-05	
Alt 02 (max)	HZ-02	SG-DD-120	4,43E-04	2,41E-05	1,57E-04		2,97E-05	
Alt 02 (max)	HZ-03	SG-DD-120	4,43E-04	2,35E-05	1,57E-04		2,97E-05	
Alt 02 (max)	HZ-04	SG-DD-120	4,45E-04	2,20E-05	1,58E-04		2,70E-05	
Alt 02 (max)	HZ-05	SG-DD-120	4,44E-04	2,27E-05	1,58E-04		2,97E-05	
Alt 02 (max)	HZ-06	SG-DD-120	4,43E-04	2,35E-05	1,58E-04		2,84E-05	
Alt 02 (max)	HZ-07	SG-DD-120	4,45E-04	2,20E-05	1,58E-04		2,70E-05	
Alt 02 (max)	HZ-08	SG-DD-120	4,45E-04	2,20E-05	1,57E-04		2,84E-05	
Alt 02 (max)	HZ-09	SG-DD-120	4,48E-04	2,25E-05	1,59E-04		1,82E-05	
Alt 02 (max)	HZ-10	V162	4,39E-04	1,84E-05	1,35E-04		5,11E-05	
Alt 02 (max)	ZZ-01	V162	3,93E-05	3,95E-05	4,21E-05	6,65E-04	5,75E-06	
Alt 02 (max)	ZZ-02	V162		9,80E-07	4,06E-05	6,70E-04		7,32E-05
Alt 02 (max)	ZZ-03	V162				6,91E-04		1,03E-04
Alt 02 (max)	ZZ-04	V162				6,91E-04		9,58E-05
Alt 02 (max)	ZZ-05	V162				6,66E-04		9,70E-05
Alt 02 (max)	ZZ-06	V162				6,65E-04		9,70E-05
Alt 02 (max)	ZZ-07	V162				6,65E-04		9,58E-05
Alt 02 (max)	ZZ-08	V162				6,70E-04		9,75E-05
Alt 02 (max)	ZZ-09	V162				6,89E-04		8,72E-05
Alt 02 (max)	ZZ-10	V162				6,90E-04		8,54E-05
Alt 02 (max)	ZZ-11	V162				6,92E-04		8,54E-05
Alt 02 (max)	ZZ-12	V162				6,91E-04		9,99E-05
			4,48E-03	2,64E-04	1,63E-03	8,15E-03	3,07E-04	1,02E-03

Bladworp (nominaal + overtoeren)

			raakfrequenties					
Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Treffen Binnentalud	Treffen Kruin	Treffen buitentalud	Treffen Strand	Treffen Blokkendam	Treffen Duin
Alt 02 (min)	HZ-01	E-115	4,43E-04	2,46E-05	1,47E-04		3,97E-05	
Alt 02 (min)	HZ-02	E-115	4,40E-04	2,54E-05	1,81E-04		8,34E-06	
Alt 02 (min)	HZ-03	E-115	4,40E-04	2,54E-05	1,81E-04		8,34E-06	
Alt 02 (min)	HZ-04	E-115	4,44E-04	2,37E-05	1,81E-04		4,86E-06	
Alt 02 (min)	HZ-05	E-115	4,41E-04	2,46E-05	1,83E-04		8,34E-06	
Alt 02 (min)	HZ-06	E-115	4,40E-04	2,54E-05	1,83E-04		6,91E-06	
Alt 02 (min)	HZ-07	E-115	4,44E-04	2,37E-05	1,81E-04		4,86E-06	
Alt 02 (min)	HZ-08	E-115	4,41E-04	2,37E-05	1,81E-04		6,91E-06	
Alt 02 (min)	HZ-09	E-115	4,52E-04	2,45E-05	1,70E-04			
Alt 02 (min)	HZ-10	E-115	4,51E-04	2,35E-05	1,75E-04			
Alt 02 (min)	ZZ-01	V150	3,34E-05	3,51E-05	3,83E-05	6,40E-04	6,10E-06	
Alt 02 (min)	ZZ-02	V150	4,01E-07	5,06E-06	2,49E-05	6,62E-04		5,69E-05
Alt 02 (min)	ZZ-03	V150			3,94E-07	6,67E-04		8,80E-05
Alt 02 (min)	ZZ-04	V150				6,69E-04		8,06E-05
Alt 02 (min)	ZZ-05	V150				6,47E-04		8,18E-05
Alt 02 (min)	ZZ-06	V150				6,47E-04		8,18E-05
Alt 02 (min)	ZZ-07	V150				6,47E-04		8,06E-05
Alt 02 (min)	ZZ-08	V150				6,48E-04		8,39E-05
Alt 02 (min)	ZZ-09	V150				6,67E-04		7,36E-05
Alt 02 (min)	ZZ-10	V150				6,67E-04		7,27E-05
Alt 02 (min)	ZZ-11	V150				6,68E-04		7,27E-05
Alt 02 (min)	ZZ-12	V150				6,67E-04		8,53E-05
			4,47E-03	2,85E-04	1,83E-03	7,90E-03	9,44E-05	8,58E-04

Bladworp (nominaal + overtoeren)

				raakfrequenties					
Alternatief	Wtnummer	Windturbine	Rotordiameter	Treffen Binnentalud	Treffen Kruin	Treffen buitentalud	Treffen Strand	Treffen Blokkendam	Treffen Duin
VKA	HZ-01	SG-DD-120	120	4,47E-04	2,27E-05	1,53E-04		3,21E-05	
VKA	HZ-02	SG-DD-120	120	4,43E-04	2,41E-05	1,57E-04		2,97E-05	
VKA	HZ-03	SG-DD-120	120	4,43E-04	2,35E-05	1,57E-04		2,97E-05	
VKA	HZ-04	SG-DD-120	120	4,45E-04	2,20E-05	1,58E-04		2,70E-05	
VKA	HZ-05	SG-DD-120	120	4,44E-04	2,27E-05	1,58E-04		2,97E-05	
VKA	HZ-06	SG-DD-120	120	4,43E-04	2,35E-05	1,58E-04		2,84E-05	
VKA	HZ-07	SG-DD-120	120	4,45E-04	2,20E-05	1,58E-04		2,70E-05	
VKA	HZ-08	SG-DD-120	120	4,45E-04	2,20E-05	1,57E-04		2,84E-05	
VKA	HZ-09	SG-DD-120	120	4,48E-04	2,25E-05	1,59E-04		1,82E-05	
VKA	HZ-10	V162	162	4,39E-04	1,86E-05	1,36E-04		5,00E-05	
VKA	ZZ-01	V162	162	3,98E-05	3,94E-05	4,24E-05	6,66E-04	5,75E-06	
VKA	ZZ-02	V162	162		9,80E-07	2,79E-05	6,85E-04		7,35E-05
VKA	ZZ-03	V162	162				6,95E-04		1,02E-04
VKA	ZZ-04	V162	162				6,93E-04		9,64E-05
VKA	ZZ-05	V162	162				6,68E-04		9,75E-05
VKA	ZZ-06	V162	162				6,67E-04		9,75E-05
VKA	ZZ-07	V162	162				6,67E-04		9,64E-05
VKA	ZZ-08	V162	162				6,74E-04		9,67E-05
VKA	ZZ-09	V162	162				6,93E-04		8,72E-05
VKA	ZZ-10	V162	162				6,93E-04		8,56E-05
VKA	ZZ-11	V162	162				6,94E-04		8,56E-05
VKA	ZZ-12	V162	162				6,93E-04		1,00E-04
				4,48E-03	2,64E-04	1,62E-03	8,19E-03	3,06E-04	1,02E-03

A4 Stabiliteit gewapende grondconstructie HZ/OZ

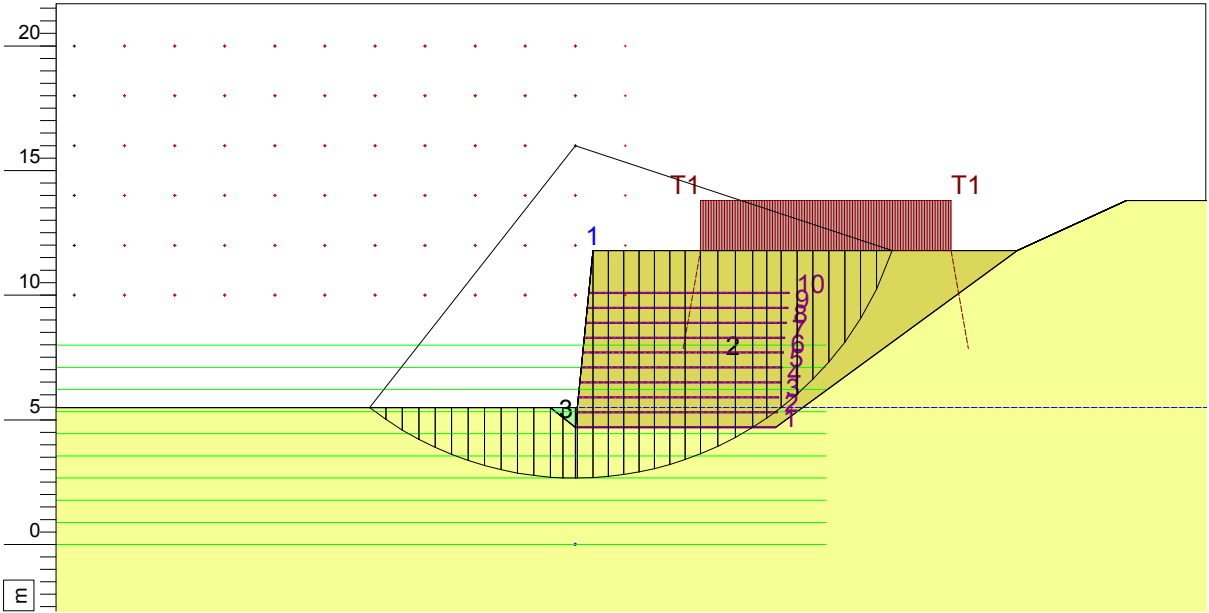
Inhoud:

- Stabiliteitsberekening kraanbelasting HZ-01 t/m HZ-09
- Stabiliteitsberekening kraanbelasting HZ-10
- Stabiliteitsberekening eindsituatie HZ-01 t/m HZ-09
- Stabiliteitsberekening onderhoudsbelasting HZ-10

Critical Circle Bishop



- Layers
- 3. Zand
 - 2. Zand
 - 1. Zand



Xm : 0.00 [m]
Ym : 16.00 [m]

Radius : 13.33 [m]
Safety : 1.22

Phone
Fax

D:Geo Stability 18.1 : 200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP A Kraanbelasting V2.slt

date
4/7/2020

drw.

-

ctr.

200204 Windpark Maasvlakte 2
DWP A- Kraanbelasting

Annex -

form.
A3

D-Geo Stability 18.1

Program : D-Geo Stability
Version : 18.1.1.3
Company :
Date : 4/7/2020
Time : 10:48:50 AM

Output file : H:\200204 Winpark maasvlakte 2\200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP A kraanbelasting v2.

Input file : H:\200204 Winpark maasvlakte 2\200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP A kraanbelasting v2.

===== BEGINNING OF DATA =====

ECHO OF THE INPUT

=====

Problem identification : 200204 Windpark Maasvlakte 2
: DWP A- Kraanbelasting

Calculation model : Bishop
Default shear strength : C phi

LAYER BOUNDARIES

=====

Boundary no.	Co-ordinates [m]
3 - X -	-50.00 -1.00 0.08 0.71 17.65 22.00
3 - Y -	5.50 5.50 5.50 11.80 11.80 13.80
3 - X -	26.00 37.40 41.40 50.00
3 - Y -	13.80 10.00 10.00 8.28
2 - X -	-50.00 -1.00 0.00 0.08 0.71 17.65
2 - Y -	5.50 5.50 4.70 5.50 11.80 11.80
2 - X -	22.00 26.00 37.40 41.40 50.00
2 - Y -	13.80 13.80 10.00 10.00 8.28
1 - X -	-50.00 -1.00 0.00 8.00 17.65 22.00
1 - Y -	5.50 5.50 4.70 4.70 11.80 13.80
1 - X -	26.00 37.40 41.40 50.00
1 - Y -	13.80 10.00 10.00 8.28
0 - X -	-50.00 50.00
0 - Y -	-16.50 -16.50

PL-LINES

=====

Pl-line no.	Co-ordinates [m]
1 - X -	-50.00 50.00
1 - Y -	5.50 5.50

Unit weight of water used for calculation: 9.81 [kN/m3]
The groundwater level is determined by Pl-line number 1

FORBIDDEN LINES

=====

Line number	X-start [m]	Y-start [m]	X-end [m]	Y-end [m]
-------------	-------------	-------------	-----------	-----------

D-Geo Stability 18.1

-----	-----	-----	-----	-----
1	0.71	11.80	0.48	9.50

SOIL PROPERTIES =====

Layer no. | Material name

-----	-----
3	Zand
2	Zand
1	Zand

Layer number	Gam usat [kN/m3]	Gam sat [kN/m3]	Pl-line top	Pl-line bottom
-----	-----	-----	-----	-----
3	18.00	20.00	1	1
2	18.00	20.00	1	1
1	18.00	20.00	1	-

Layer number	Cohesion [kN/m2]	Phi [degrees]	Dilatancy [degrees]	S [-]	POP [kN/m2]	m [-]
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3	0.00	27.01	27.01	-	-	-
2	0.00	27.01	27.01	-	-	-
1	0.00	27.01	27.01	-	-	-

Layer number	Su top [kN/m2]	Su bot. [kN/m2]	Su grad. [kN/m2/m]	POP top [kN/m2]	POP bot. [kN/m2]	Gamma LEM [-]
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

No degree of consolidation <> 100% input.

CENTER POINT GRID AND TANGENT LINES =====

X co-ordinate grid left : -20.00 [m]
X co-ordinate grid right : 0.00 [m]
Number of grid points in X - direction : 11

Y co-ordinate grid bottom : 10.00 [m]
Y co-ordinate grid top : 30.00 [m]
Number of grid points in Y - direction : 11

Y co-ordinate tangent smallest circle : 8.00 [m]
Y co-ordinate tangent biggest circle : 0.00 [m]
Number of circles per grid point : 10

No fixed points input.

Total number of center points in the grid: 121
Total number of slip circles in the grid : 1210

MEASURED YIELD STRESS =====

No measured yield stress input.

LINE LOADS =====

D-Geo Stability 18.1

No line loads were input.

UNIFORM LOAD =====

Uniform load number	Magnitude [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Distrib. degrees	Load Type
1	78.00	5.00	15.00	10.00	Temporary

TREE ON SLOPE =====

No tree on slope was input.

DEGREE OF CONSOLIDATION : TEMPORARY LOADS =====

Layer number	Degree of consolidation
3	100
2	100
1	100

GEOTEXTILES =====

Geotextile number	E.T.S [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Y [m]	reduction zone [m]
1	53.73	0.00	8.00	4.70	1.00
2	53.73	0.06	8.06	5.30	1.00
3	40.30	0.12	8.12	5.90	1.00
4	40.30	0.18	8.18	6.50	1.00
5	40.30	0.24	8.24	7.10	1.00
6	40.30	0.30	8.30	7.70	1.00
7	40.30	0.36	8.36	8.30	1.00
8	40.30	0.42	8.42	8.90	1.00
9	29.55	0.48	8.48	9.50	1.00
10	88.65	0.54	8.54	10.10	1.00

E.T.S. = Effective tensile strength

NAILS =====

No nails were input.

EARTHQUAKE =====

No earth quake factors were input.

***** The input has been tested, and is correct. *****

☐

RESULTS OF THE SLOPE STABILITY ANALYSIS
=====

The center point of the critical circle lies on the edge of the grid.

New grid with : X minimum = -18.00 [m]
X maximum = 2.00 [m]
Y minimum = 10.00 [m]
Y maximum = 30.00 [m]

Information on the critical circle : Fmin = 1.224
Calculation method used : Bishop - C phi
=====

X co-ordinate center point : 0.00 [m]
Y co-ordinate center point : 16.00 [m]
Radius of critical circle : 13.33 [m]

The center point of the critical circle is enclosed

Total driving moment : -12074.09 [kNm/m]
Driving moment free water : 0.00 [kNm/m]
Driving moment external loads : -5270.37 [kNm/m]
Iterated resisting moment : 14780.19 [kNm/m]
Non-iterated resisting moment : 14259.70 [kNm/m]

Information of the geotextile results
=====

nr	intersection point		embedding	mobilized embedd.		resisting
	X-coord [m]	Y-coord [m]	length min. [m]	tensile [%]	strength [kN/m]	moment [kNm/m]
1	7.08	4.70	0.92	92	49.58	560.23
2	7.96	5.30	0.10	10	5.62	60.16
3	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
Total resisting moment from geotextiles						620.39

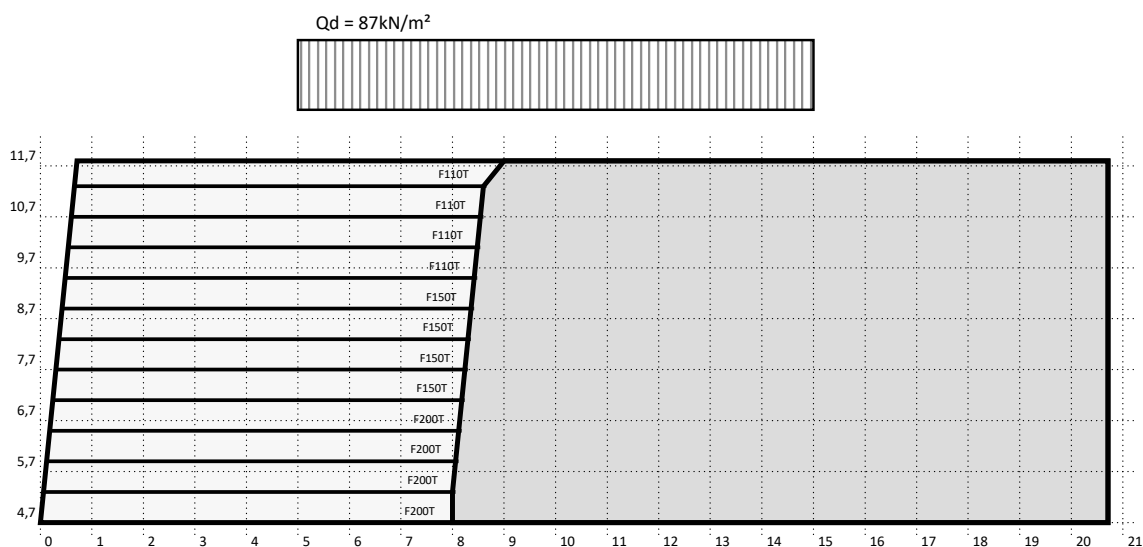
END OF D-Geo Stability OUTPUT
=====

1. Samenvatting

Omschrijving:	200204 WP Maasvlakte 2 DWP A Eindsituatie v2		
Opsteller		Datum	6-04-20
u.c. Lokale stabiliteit	Treksterkte	0,86	
	Aanhechting	0,45	
u.c. Globale interne stabiliteit		0,75	
		u.c. draagkracht	0,24
		u.c. horizontaal glijden	0,45

2. Invoer

2.1 Geometrie van de constructie



2.2 Gevolgklasse en partiële factoren

Gevolgklasse	CC3			
BELASTINGFACTOREN				
Permanente belasting, ongunstig	$\gamma_{G,dst}$	1,00		
Permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G,stb}$	1,00		
Veranderelijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q,stb}$	1,45		
Veranderelijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q,stb}$	0,00		
MATERIAALFACTOREN		INTERN		Extern
Hoek van inwendige wrijving	γ_{φ}	1,30	γ_{φ}	1,15
Effectieve cohesie	γ_c	1,60	γ_c	1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	2,00	γ_{cu}	1,35
Volumiek gewicht	γ_Y	1,00	γ_Y	1,10
Treksterkte wapening	γ_R	1,15	γ_R	1,15
Aanhechting wapening	γ_{μ}	1,30	γ_{μ}	1,30

2.3 Grondgegevens

Grondwaterstand	5,50	m
-----------------	------	---

	Materiaal	Niveau		ϕ	c'	γ_{dr}	γ_{sat}	$c_{u;d}$
Gewapende grond	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Achteraanvulling	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Ondergrond	Zand	5,60	5,50	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
	Zand	5,50	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00

2.4 Eigenschappen grondwapening

Ontwerplevensduur	100
Installatie schade	Coarse grain
Milieu	4<pH<9

UV blootstelling	<2 maanden
------------------	------------

Naam	$R_{g;ld;d}$	γ_R	$R_{g;ld;k}$	$R_{g;kd;k}$	RF_{CR}	RF_{ID}	RF_{ch}	RF_w	f_d	f_s	As
F110T	28,27	1,15	32,51	110,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,50	1,00	0,90
F150T	38,55	1,15	44,33	150,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,50	1,00	0,90
F200T	51,39	1,15	59,10	200,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,50	1,00	0,90

2.5 Invoer grondwapening

Laag	Z	WapeningType	L	R _{gld;d}	As	Textra
1	4,70	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
2	5,30	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
3	5,90	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
4	6,50	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
5	7,10	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
6	7,70	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
7	8,30	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
8	8,90	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
9	9,50	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00
10	10,10	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00
11	10,70	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00
12	11,30	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00

2.6 Geometrie gewapende grond

Punt	X	Y
1	0,00	4,70
2	0,96	14,30
3	4,46	14,30
4	4,46	11,90
5	24,46	11,90

2.7 Geometrie achteraanvulling

Punt	X	Y
1	0,00	12,70
2	0,60	12,70
3	0,60	12,90
4	2,60	12,90
5	2,60	13,10
6	4,60	13,10
7	4,60	13,30
8	6,60	13,30
9	6,60	13,70

2.8 Bovenbelasting

Naam	Q_{kar}	γ	Q_d	X_1	X_2	X_3	X_4
Variabel 2	20,00	1,45	29,00	2,00	2,00	4,40	4,40

2.9 Landhoofd

Naam	F_{kar}	γ	R_d	X_1	X_2	Y
Strook Verticaal Permanent	75,00	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Verticaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Permanent	12,25	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65

3. Resultaten

3.1 Lokale stabiliteit - toets treksterkte

#	Y	WapeningType	$R_{g;d,d}$	θ_{max}	$T_{i;d}$	u.c.
1	0,00	F200T	51,4	31,0	20,3	0,4
2	0,60	F200T	51,4	32,0	39,2	0,8
3	1,20	F200T	51,4	34,0	37,4	0,7
4	1,80	F200T	51,4	36,0	35,3	0,7
5	2,40	F150T	38,6	36,0	33,0	0,9
6	3,00	F150T	38,6	36,0	30,7	0,8
7	3,60	F150T	38,6	36,0	28,5	0,7
8	4,20	F150T	38,6	36,0	26,2	0,7
9	4,80	F110T	28,3	37,0	23,9	0,8
10	5,40	F110T	28,3	45,0	19,8	0,7
11	6,00	F110T	28,3	36,0	13,6	0,5
12	6,60	F110T	28,3	41,0	11,8	0,4

3.2 Lokale stabiliteit - Aanhechting

#	Y	WapeningType	T _{i;d}	As	L	La	σ _v	Ra	u.c.
1	0,00	F200T	20,27	0,90	8,0	8,0	160,0	443,0	0,05
2	0,60	F200T	39,19	0,90	8,0	7,7	154,5	410,9	0,10
3	1,20	F200T	37,37	0,90	8,0	7,4	145,8	372,0	0,10
4	1,80	F200T	35,26	0,90	8,0	7,1	134,0	327,3	0,11
5	2,40	F150T	32,99	0,90	8,0	6,7	121,6	283,6	0,12
6	3,00	F150T	30,72	0,90	8,0	6,4	109,0	242,4	0,13
7	3,60	F150T	28,45	0,90	8,0	6,1	95,1	201,2	0,14
8	4,20	F150T	26,19	0,90	8,0	5,8	80,3	161,1	0,16
9	4,80	F110T	23,91	0,90	8,0	5,5	65,2	123,6	0,19
10	5,40	F110T	19,81	0,90	8,0	5,2	49,5	88,6	0,22
11	6,00	F110T	13,61	0,90	8,0	4,9	33,4	56,0	0,24
12	6,60	F110T	11,81	0,90	8,0	4,5	16,5	26,0	0,45

3.3 Globale inwendige stabiliteit

#	Y	WapeningType	$\theta_{\max}$	$Z_{i,d}$	Σr_a	u.c.
1	0,00	F200T	32,0	306,2	419,1	0,7
2	0,60	F200T	34,0	271,1	368,3	0,7
3	1,20	F200T	36,0	236,3	318,7	0,7
4	1,80	F200T	38,0	201,3	267,3	0,8
5	2,40	F150T	39,0	167,4	228,7	0,7
6	3,00	F150T	39,0	135,8	190,2	0,7
7	3,60	F150T	40,0	106,6	151,6	0,7
8	4,20	F150T	41,0	79,7	113,1	0,7
9	4,80	F110T	43,0	55,3	84,8	0,7
10	5,40	F110T	45,0	33,7	56,5	0,6
11	6,00	F110T	40,0	18,2	28,3	0,6

4. Uitvoer per laag

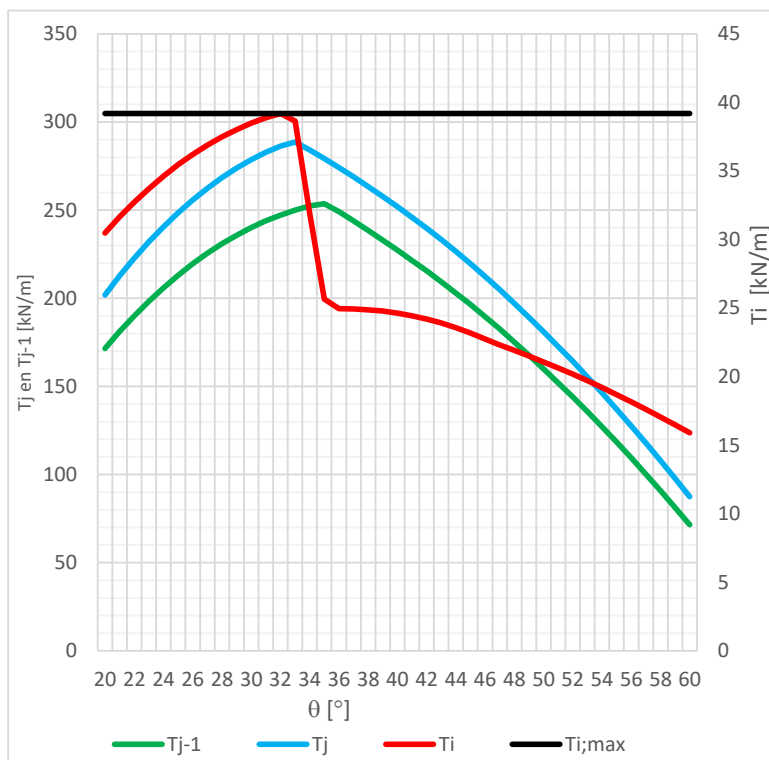
4.1 Laag 2

Y	0,60	m
L	8,00	m
Type	F200T	

LOKAAL 6,10

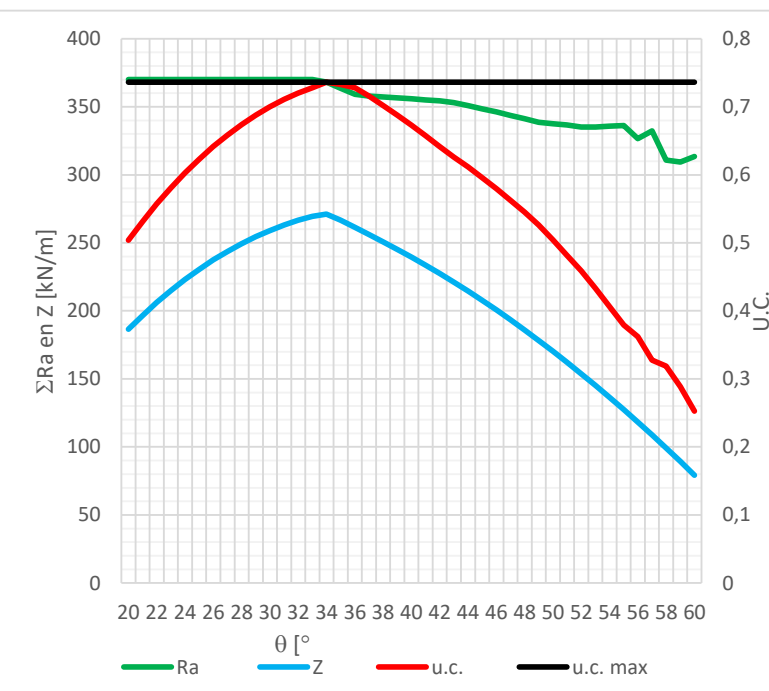
$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	39,19	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	39,19	kN/m'

θ_{max}	32,0	°
σ_v	154,5	kN/m ²
L_a	7,7	m
R_a	410,9	kN/m ²
	U.C.	0,10
R_d	51,4	kN/m ²
	U.C.	0,76



GLOBAAL 6.20

θ_{max}	34,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	271,1	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	271,1	kN/m'
ΣR_a	368,3	kN/m'
	U.C.	0,74



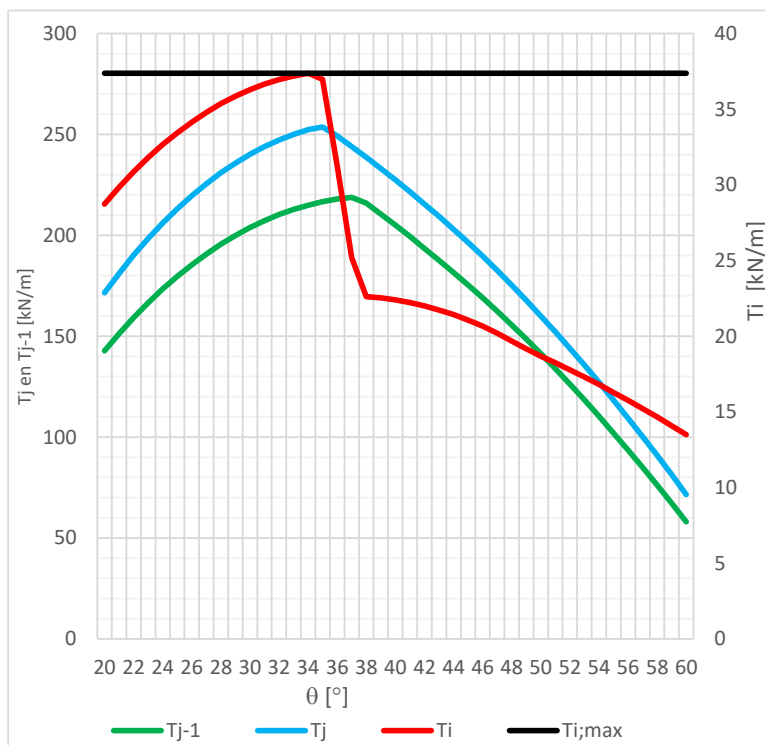
4.2 Laag 3

Y	1,20	m
L	8,00	m
Type	F200T	

LOKAAL 6.10

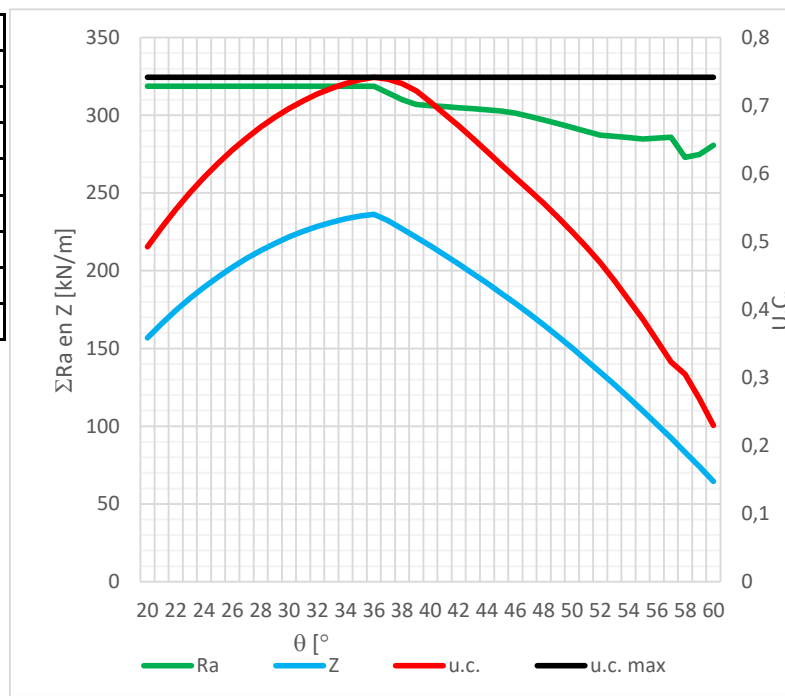
$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	37,37	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	37,37	kN/m'

θ_{max}	34,0	°
σ_v	145,8	kN/m ²
L_a	7,4	m
R_a	372,0	kN/m ²
	U.C.	0,10
R_d	51,4	kN/m ²
	U.C.	0,73



GLOBAAL 6.20

θ_{max}	36,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	236,3	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	236,3	kN/m'
ΣR_a	318,7	kN/m'
	U.C.	0,74



4.3 Laag 8

Y	4,20	m
L	8,00	m
Type	F150T	

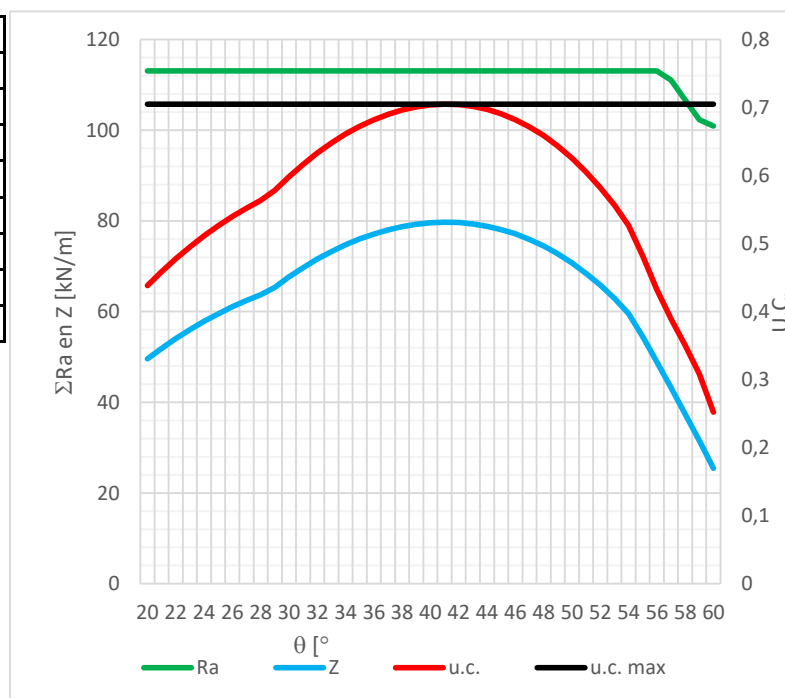
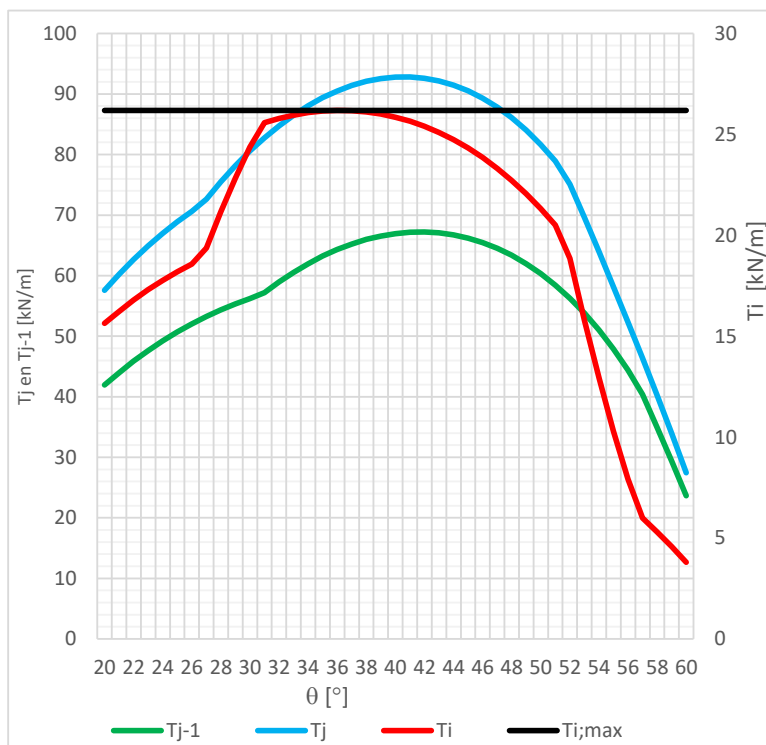
LOKAAL 6,10

$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	26,19	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	26,19	kN/m'

θ_{max}	36,0	°
σ_v	80,3	kN/m ²
L_a	5,8	m
R_a	161,1	kN/m ²
	U.C.	0,16
R_d	38,6	kN/m ²
	U.C.	0,68

GLOBAAL 6.20

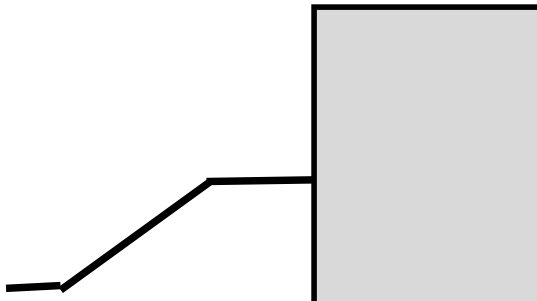
θ_{max}	41,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	79,7	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	79,7	kN/m'
ΣR_a	113,1	kN/m'
	U.C.	0,70



5. Horizontaal glijden en draagkracht van de ondergrond

5.1 Geometrie maaiveld

Breedte berm	50,00	m
Breedte talud	5,00	m
Hoogte talud	2,00	m
β	0,00	°
d	0,90	m
A _e	15,29	m
Rekenen met talud	NEEN	15,29 < 50



5.2 Resultaat gronddruk achterzijde gewapende grond

V _d	1424,02	kN/m'	B _{ef}	6,13	m
H _d	230,46	kN/m'	L _{ef}	100	m
M _d	4367,98	kNm/m'	A _e	15,29	m

5.3 Controle horizontaal glijden

R _{h;grond;d}	588,21	kN/m'	u.c	0,31
R _{h;wapening;d}	407,22	kN/m'	u.c.	0,45

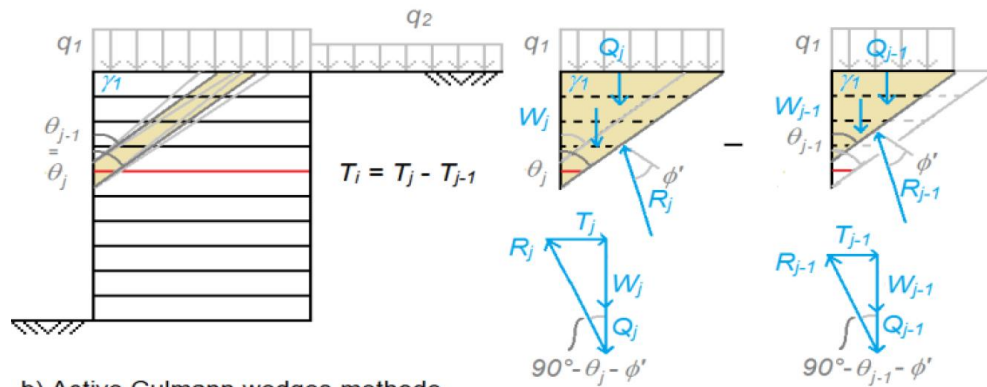
5.4 Controle draagkracht gedraineerde toestand

Bepaling parameters	c	Verschil > 6. Ponzen				
Toegepaste parameters		ϕ	c'	γ_{dr}	$c_{u;d}$	
		28,99	0,00	17,27	0,00	
Toets: $V_d \leq R_d$		1200,29	<	5012	uc	0,24
$R_d = \sigma_{max;d} \times B_{ef}$		757,90	x	6,614	=	5012
$C'_{gem;d}$	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50	$\gamma_{gem;d}$	14,50	
N _c	27,83	N _q	16,42	N _{γ}	17,08	
s _c	1,03	s _q	1,03	s _{λ}	0,98	
i _c	0,69	i _q	0,71	i _{γ}	0,61	
λ_c	1,00	λ_q	1,00	λ_λ	1,00	

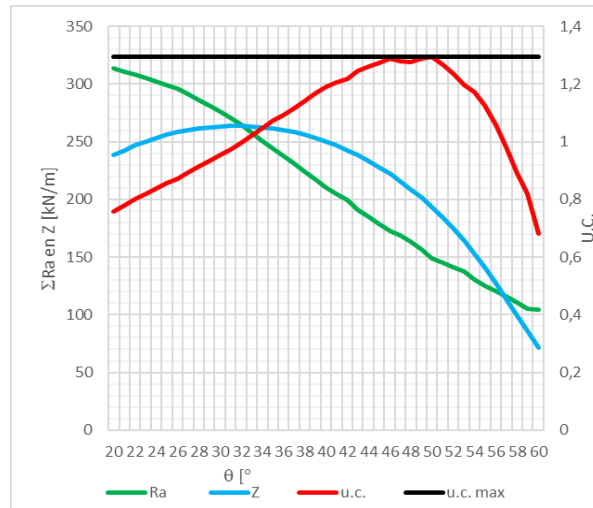
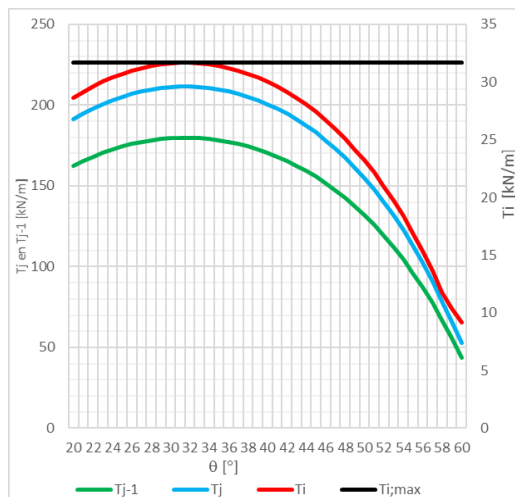
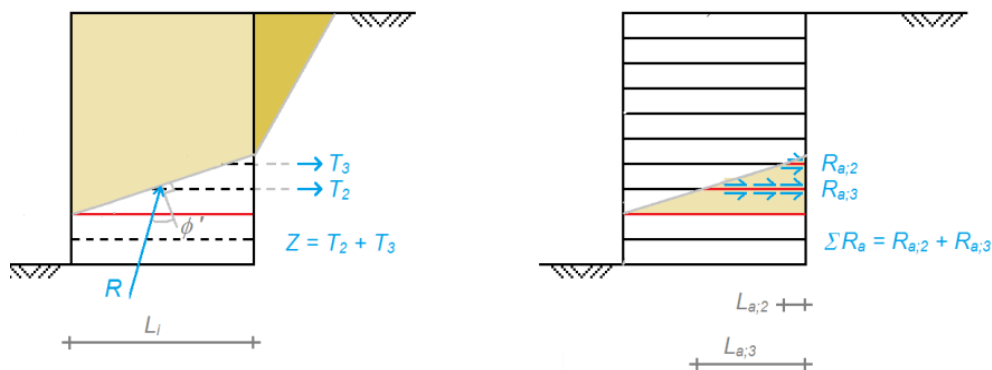
5.5 Controle draagkracht ongedraineerde toestand

Bepaling parameters	c	Niet-cohesieve grondslag onder fundering. Ponzen en profiel doorzette				
Toegepaste parameters		ϕ	c'	γ_{dr}	$c_{u;d}$	
		32,50	0,00	17,27	0,00	
Toets: $V_d \leq R_d$		1200,29	#####	#####	uc	#####
$R_d = \sigma_{max;d} \times B_{ef}$		#####	x	6,614	=	#####
$C_{u;d}$	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50			
s _c	Sc	λ_q	1,00			
i _c	#####					
λ_c	1,00					

6. Verklaring grafieken



b) Active Culmann wedges methode (met single wedges)

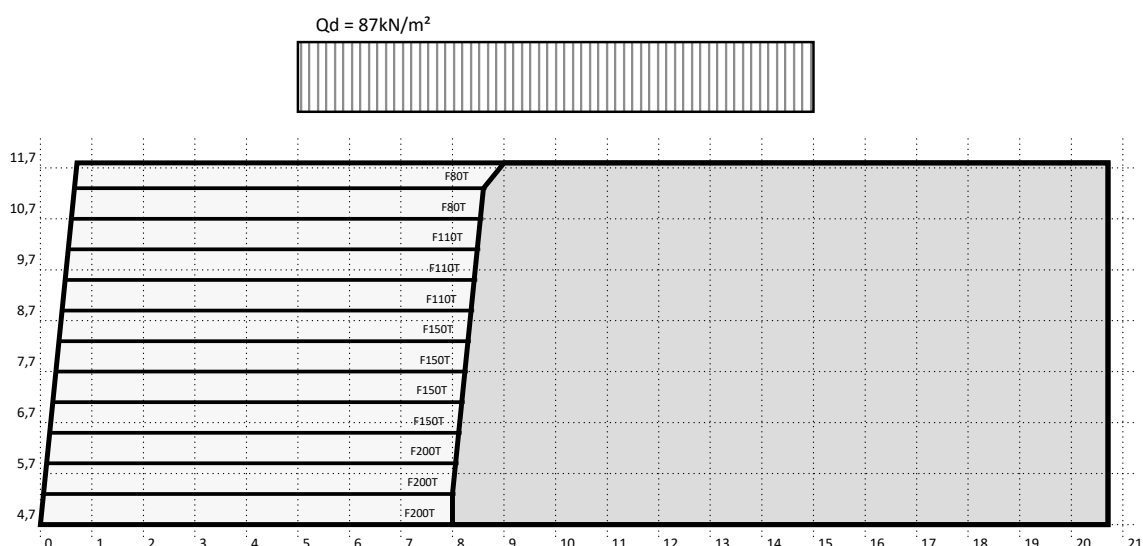


1. Samenvatting

Omschrijving:		200204 WP Maasvlakte 2 DWP A Kraanbelasting v2		
Opsteller		Datum	6-04-20	
u.c. Lokale stabiliteit	Treksterkte	0,83	u.c. draagkracht 0,38	
	Aanhechting	0,10		
u.c. Globale interne stabiliteit		0,50		u.c. horizontaal glijden 0,84

2. Invoer

2.1 Geometrie van de constructie



2.2 Gevolgklasse en partiële factoren

Gevolgklasse	CC3			
BELASTINGFACTOREN				
Permanente belasting, ongunstig	$\gamma_{G, dst}$	1,00		
Permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G, stb}$	1,00		
Veranderelijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q, stb}$	1,45		
Veranderelijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q, stb}$	0,00		
MATERIAALFACTOREN		INTERN		Extern
Hoek van inwendige wrijving	γ_{φ}	1,30	γ_{φ}	1,15
Effectieve cohesie	γ_c	1,60	γ_c	1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	2,00	γ_{cu}	1,35
Volumiek gewicht	γ_Y	1,00	γ_Y	1,10
Treksterkte wapening	γ_R	1,15	γ_R	1,15
Aanhechting wapening	γ_{μ}	1,30	γ_{μ}	1,30

2.3 Grondgegevens

Grondwaterstand	5,50	m
-----------------	------	---

	Materiaal	Niveau		ϕ	c'	γ_{dr}	γ_{sat}	$c_{u;d}$
Gewapende grond	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Achteraanvulling	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Ondergrond	Zand	5,60	5,50	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
	Zand	5,50	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00

2.4 Eigenschappen grondwapening

Ontwerplevensduur	100
Installatie schade	Coarse grain
Milieu	4<pH<9

UV blootstelling	<2 maanden
------------------	------------

Naam	$R_{g;ld;d}$	γ_R	$R_{g;ld;k}$	$R_{g;kd;k}$	RF_{CR}	RF_{ID}	RF_{ch}	RF_w	f_d	f_s	As
F80T	22,61	1,15	26,01	80,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90
F110T	31,09	1,15	35,76	110,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90
F150T	42,40	1,15	48,76	150,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90
F200T	56,53	1,15	65,01	200,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90

2.5 Invoer grondwapening

Laag	Z	WapeningType	L	R _{gld;d}	As	Textra
1	4,70	F200T	8,00	56,53	0,90	0,00
2	5,30	F200T	8,00	56,53	0,90	0,00
3	5,90	F200T	8,00	56,53	0,90	0,00
4	6,50	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
5	7,10	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
6	7,70	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
7	8,30	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
8	8,90	F110T	8,00	31,09	0,90	0,00
9	9,50	F110T	8,00	31,09	0,90	0,00
10	10,10	F110T	8,00	31,09	0,90	0,00
11	10,70	F80T	8,00	22,61	0,90	0,00
12	11,30	F80T	8,00	22,61	0,90	0,00

2.6 Geometrie gewapende grond

Punt	X	Y
1	0,00	4,70
2	0,71	11,80
3	20,71	11,80

2.7 Geometrie achteraanvulling

Punt	X	Y
1	0,00	12,70
2	0,60	12,70
3	0,60	12,90
4	2,60	12,90
5	2,60	13,10
6	4,60	13,10
7	4,60	13,30
8	6,60	13,30
9	6,60	13,70

2.8 Bovenbelasting

Naam	Q_{kar}	γ	Q_d	X_1	X_2	X_3	X_4
Variabel 1	60,00	1,45	87,00	5,00	5,00	15,00	15,00

2.9 Landhoofd

Naam	F_{kar}	γ	R_d	X_1	X_2	Y
Strook Verticaal Permanent	75,00	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Verticaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Permanent	12,25	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65

3. Resultaten

3.1 Lokale stabiliteit - toets treksterkte

#	Y	WapeningType	R _{g;d,d}	θ _{max}	T _{i;d}	u.c.
1	0,00	F200T	56,5	37,0	21,8	0,4
2	0,60	F200T	56,5	39,0	41,6	0,7
3	1,20	F200T	56,5	41,0	38,8	0,7
4	1,80	F150T	42,4	44,0	35,3	0,8
5	2,40	F150T	42,4	47,0	30,9	0,7
6	3,00	F150T	42,4	51,0	25,7	0,6
7	3,60	F150T	42,4	55,0	18,6	0,4
8	4,20	F110T	31,1	36,0	11,0	0,4
9	4,80	F110T	31,1	36,0	8,7	0,3
10	5,40	F110T	31,1	36,0	6,4	0,2
11	6,00	F80T	22,6	36,0	4,2	0,2
12	6,60	F80T	22,6	36,0	2,0	0,1

3.2 Lokale stabiliteit - Aanhechting

#	Y	WapeningType	T _{i;d}	As	L	La	σ _v	Ra	u.c.
1	0,00	F200T	21,78	0,90	8,0	8,0	161,5	492,1	0,04
2	0,60	F200T	41,6	0,90	8,0	7,4	159,2	450,9	0,09
3	1,20	F200T	38,81	0,90	8,0	6,9	151,6	396,9	0,10
4	1,80	F150T	35,28	0,90	8,0	6,3	144,5	347,5	0,10
5	2,40	F150T	30,93	0,90	8,0	5,8	138,3	303,0	0,10
6	3,00	F150T	25,7	0,90	8,0	5,2	133,2	263,4	0,10
7	3,60	F150T	18,6	0,90	8,0	4,6	129,6	228,6	0,08
8	4,20	F110T	10,96	0,90	8,0	4,1	128,2	198,7	0,06
9	4,80	F110T	8,695	0,90	8,0	3,5	130,0	173,7	0,05
10	5,40	F110T	6,427	0,90	8,0	2,9	119,3	133,9	0,05
11	6,00	F80T	4,159	0,90	8,0	2,4	107,9	98,1	0,04
12	6,60	F80T	2,016	0,90	8,0	1,8	96,5	67,1	0,03

3.3 Globale inwendige stabiliteit

#	Y	WapeningType	$\theta_{\max}$	$Z_{i,d}$	Σr_a	u.c.
1	0,00	F200T	46,0	210,7	421,2	0,5
2	0,60	F200T	47,0	172,2	364,6	0,5
3	1,20	F200T	48,0	136,6	308,1	0,4
4	1,80	F150T	50,0	104,3	265,7	0,4
5	2,40	F150T	51,0	75,3	223,3	0,3
6	3,00	F150T	36,0	53,0	180,9	0,3
7	3,60	F150T	36,0	38,6	138,5	0,3
8	4,20	F110T	36,0	26,5	107,4	0,2
9	4,80	F110T	36,0	16,7	76,3	0,2
10	5,40	F110T	36,0	9,1	45,2	0,2
11	6,00	F80T	36,0	3,8	22,6	0,2

4. Uitvoer per laag

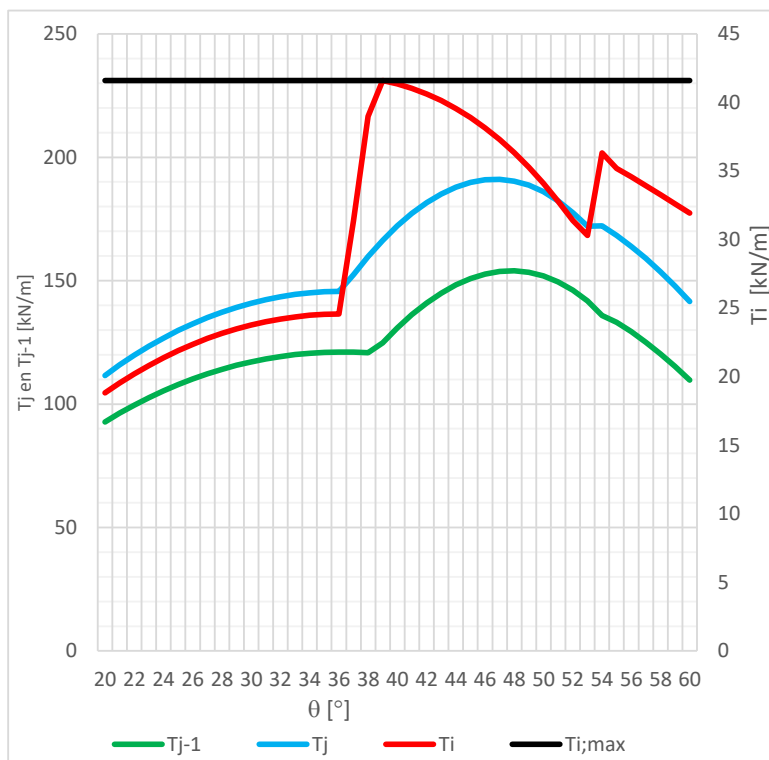
4.1 Laag 2

Y	0,60	m
L	8,00	m
Type	F200T	

LOKAAL 6,10

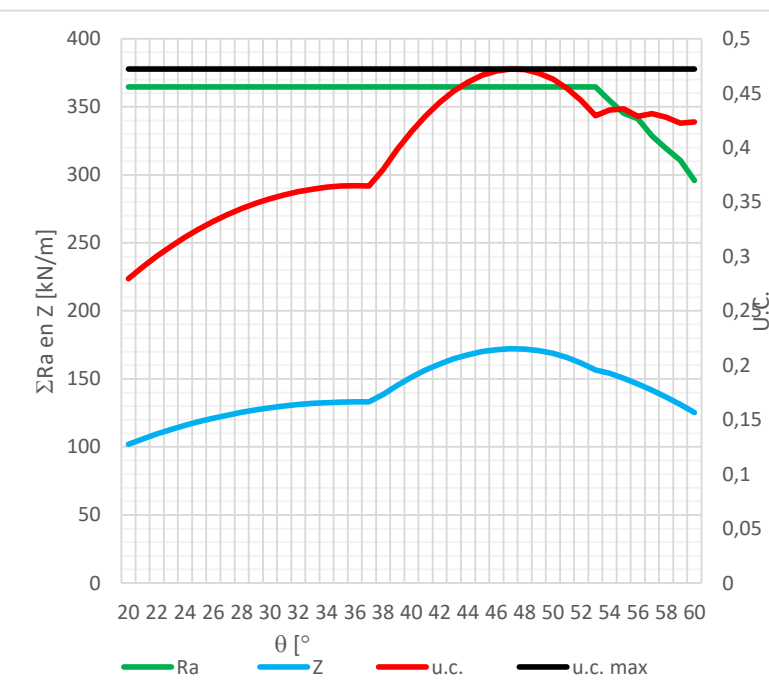
$T_{v;i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h;i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma;i;d}$	41,60	kN/m'
$T_{h;man;i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;i;d}$	41,60	kN/m'

θ_{max}	39,0°	
σ_v	159,2	kN/m ²
L_a	7,4	m
R_a	450,9	kN/m ²
	U.C.	0,09
R_d	56,5	kN/m ²
	U.C.	0,74



GLOBAAL 6.20

θ_{max}	47,0°	
$\theta_{2,max}$	20,0°	
$T_{v;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma;i;d}$	172,2	kN/m'
$T_{h;man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	172,2	kN/m'
ΣR_a	364,6	kN/m'
	U.C.	0,47



4.2 Laag 3

Y	1,20	m
L	8,00	m
Type	F200T	

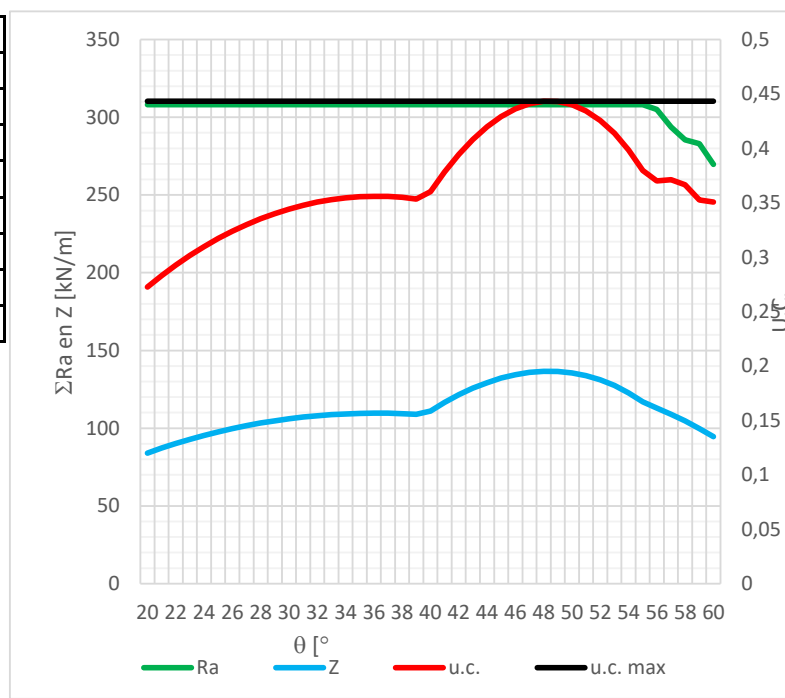
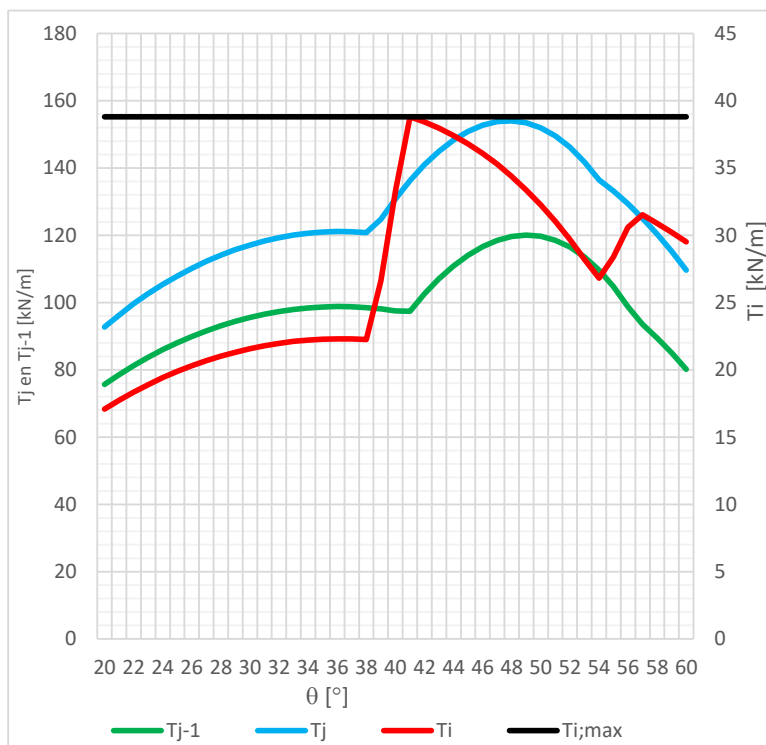
LOKAAL 6,10

$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	38,81	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	38,81	kN/m'

θ_{max}	41,0	°
σ_v	151,6	kN/m ²
L_a	6,9	m
R_a	396,9	kN/m ²
	U.C.	0,10
R_d	56,5	kN/m ²
	U.C.	0,69

GLOBAAL 6.20

θ_{max}	48,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	136,6	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	136,6	kN/m'
ΣR_a	308,1	kN/m'
	U.C.	0,44



4.3 Laag 8

Y	4,20	m
L	8,00	m
Type	F110T	

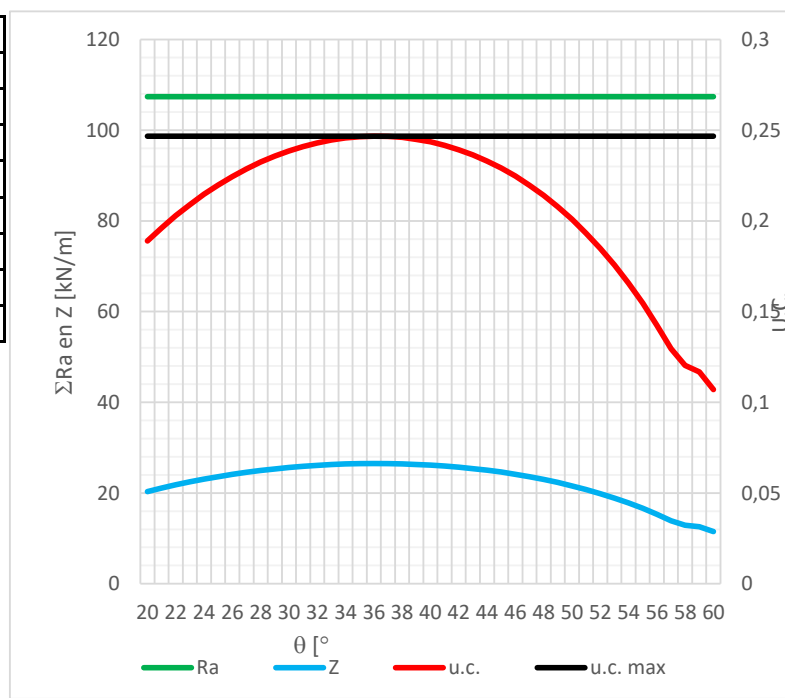
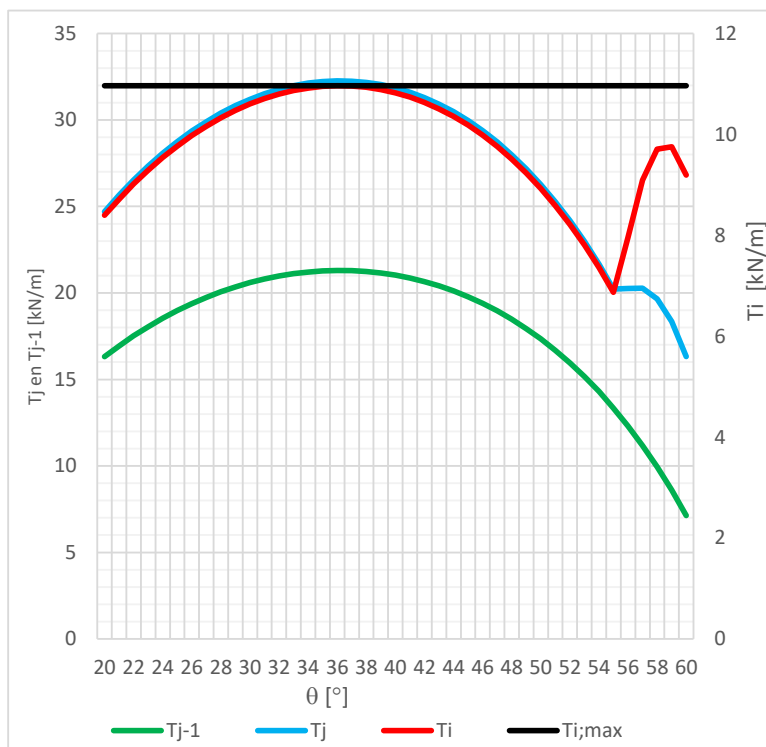
LOKAAL 6,10

$T_{v;i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h;i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma;i;d}$	10,96	kN/m'
$T_{h;man;i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	10,96	kN/m'

θ_{max}	36,0	°
σ_v	128,2	kN/m ²
L_a	4,1	m
R_a	198,7	kN/m ²
	U.C.	0,06
R_d	31,1	kN/m ²
	U.C.	0,35

GLOBAAL 6.20

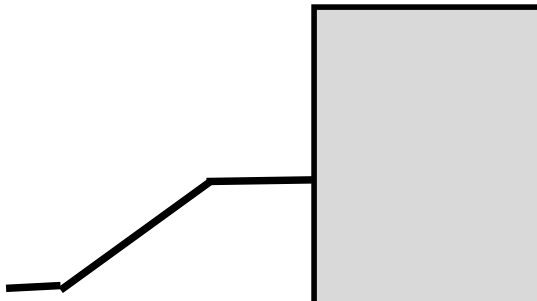
θ_{max}	36,0	°
$\theta_{2;max}$	20,0	°
$T_{v;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma;i;d}$	26,5	kN/m'
$T_{h;man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	26,5	kN/m'
ΣR_a	107,4	kN/m'
	U.C.	0,25



5. Horizontaal glijden en draagkracht van de ondergrond

5.1 Geometrie maaiveld

Breedte berm	50,00	m
Breedte talud	5,00	m
Hoogte talud	2,00	m
β	0,00	°
d	0,90	m
Ae	15,61	m
Rekenen met talud	NEEN	15,61 < 50



5.2 Resultaat gronddruk achterzijde gewapende grond

Vd	1424,02	kN/m'	Bef	6,13	m
Hd	230,46	kN/m'	Lef	100	m
Md	4367,98	kNm/m'	Ae	15,61	m

5.3 Controle horizontaal glijden

Rh;grond;d	695,81	kN/m'	u.c	0,58
Rh;wapening;d	481,71	kN/m'	u.c.	0,84

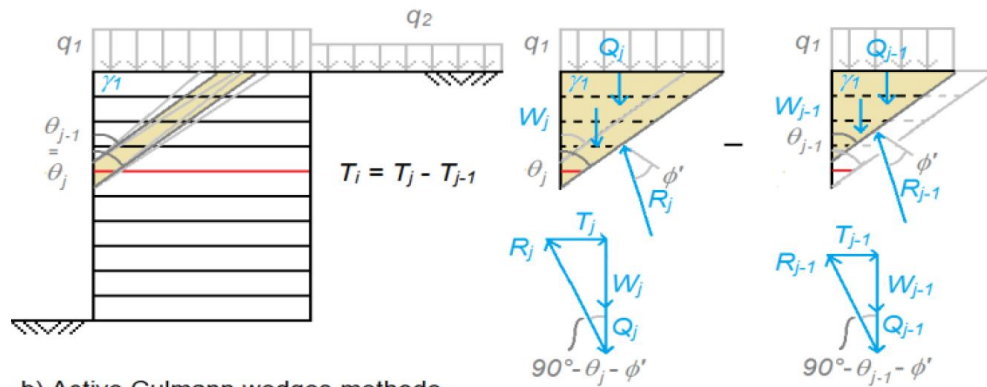
5.4 Controle draagkracht gedraineerde toestand

Bepaling parameters	c	Verschil > 6. Ponzen				
Toegepaste parameters		ϕ	c'	γ_{dr}	$c_{u;d}$	
		28,99	0,00	17,27	0,00	
Toets: $V_d \leq R_d$		1419,85	<	3767	uc	0,38
$R_d = \sigma_{max;d} \times B_{ef}$		511,62	x	7,362	=	3767
$C'_{gem;d}$	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50	$\gamma_{gem;d}$	14,50	
Nc	27,83	Nq	16,42	N γ	17,08	
sc	1,04	sq	1,04	s λ	0,98	
ic	0,48	iq	0,51	i γ	0,36	
λ_c	1,00	λ_q	1,00	λ_λ	1,00	

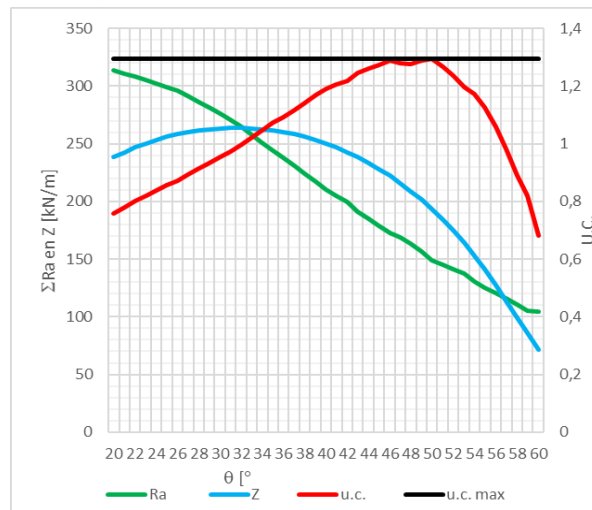
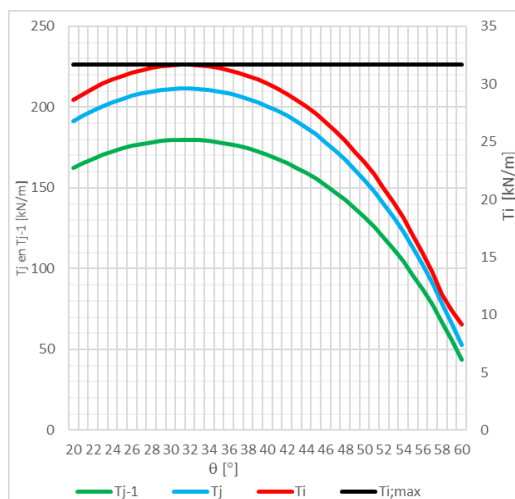
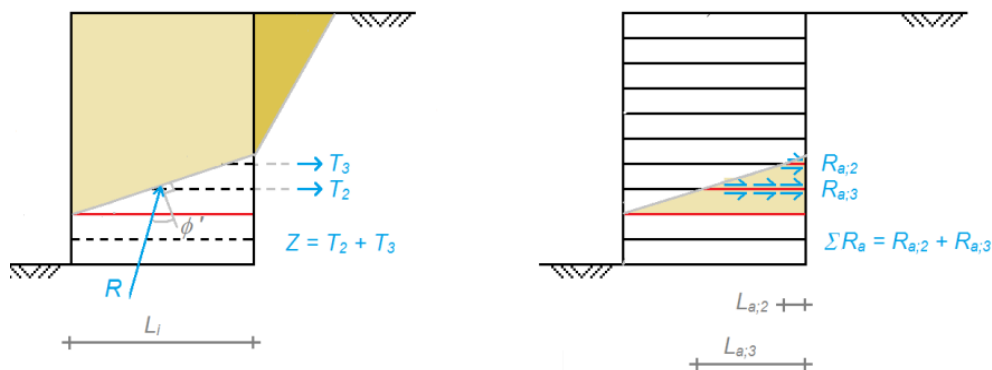
5.5 Controle draagkracht ongedraineerde toestand

Bepaling parameters	c	Niet-cohesieve grondslag onder fundering. Ponzen en profiel doorzette				
Toegepaste parameters		ϕ	c'	γ_{dr}	$c_{u;d}$	
		32,50	0,00	17,27	0,00	
Toets: $V_d \leq R_d$		1419,85	#####	#####	uc	#####
$R_d = \sigma_{max;d} \times B_{ef}$		#####	x	7,362	=	#####
$C_{u;d}$	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50			
sc	Sc	λ_q	1,00			
ic	#####					
λ_c	1,00					

6. Verklaring grafieken



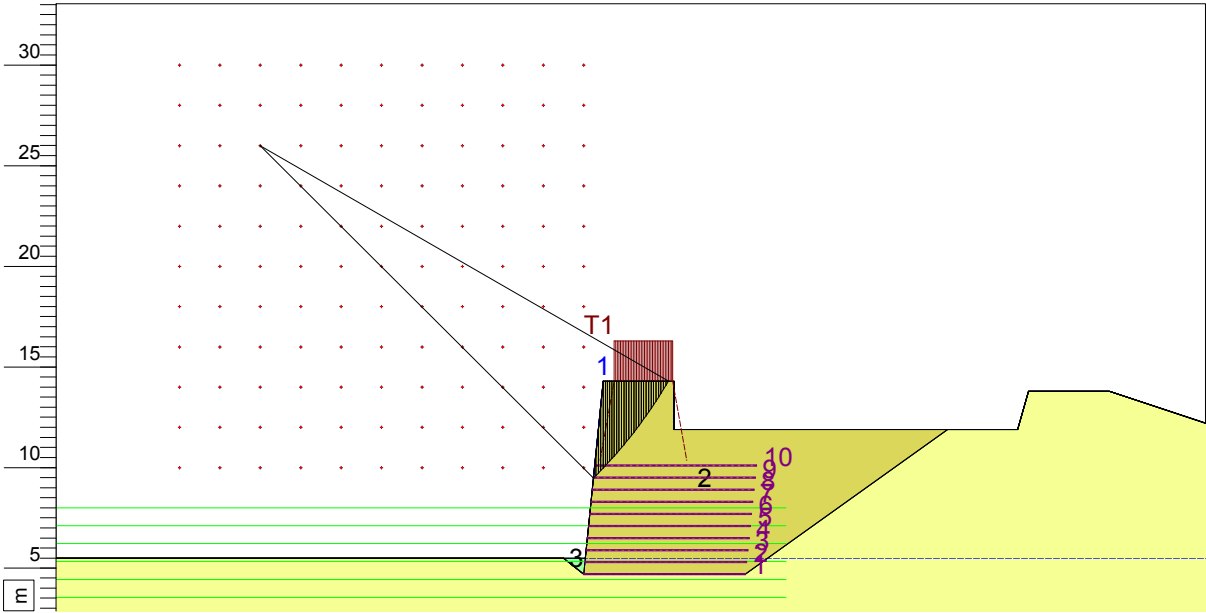
b) Active Culmann wedges methode (met single wedges)



Critical Circle Bishop



- Layers
- 3. Zand
 - 2. Zand
 - 1. Zand



Xm : -16.00 [m]
Ym : 26.00 [m]

Radius : 23.33 [m]
Safety : 1.17

Phone
Fax

D-Geo Stability 18.1 : 200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP A eindsituatie v2.slt

date
4/7/2020

drw.

200204 Windpark Maasvlakte 2

DWP A - Eindsituatie

Annex -

form.
A3

D-Geo Stability 18.1

Program : D-Geo Stability
Version : 18.1.1.3
Company :
Date : 4/7/2020
Time : 10:45:16 AM

Output file : H:\200204 Winpark maasvlakte 2\200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP A eindsituatie v2.st

Input file : H:\200204 Winpark maasvlakte 2\200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP A eindsituatie v2.st

===== BEGINNING OF DATA =====

ECHO OF THE INPUT

=====

Problem identification : 200204 Windpark Maasvlakte 2
: DWP A - Eindsituatie

Calculation model : Bishop
Default shear strength : C phi

LAYER BOUNDARIES

=====

Boundary no.	Co-ordinates [m]
3 - X -	-50.00 -1.00 0.08 0.96 4.46 4.46
3 - Y -	5.50 5.50 5.50 14.30 14.30 11.90
3 - X -	18.00 21.46 22.00 26.00 37.40 41.40
3 - Y -	11.90 11.90 13.80 13.80 10.00 10.00
3 - X -	50.00
3 - Y -	8.28
2 - X -	-50.00 -1.00 0.00 0.08 0.96 4.46
2 - Y -	5.50 5.50 4.70 5.50 14.30 14.30
2 - X -	4.46 18.00 21.46 22.00 26.00 37.40
2 - Y -	11.90 11.90 11.90 13.80 13.80 10.00
2 - X -	41.40 50.00
2 - Y -	10.00 8.28
1 - X -	-50.00 -1.00 0.00 8.00 18.00 21.46
1 - Y -	5.50 5.50 4.70 4.70 11.90 11.90
1 - X -	22.00 26.00 37.40 41.40 50.00
1 - Y -	13.80 13.80 10.00 10.00 8.28
0 - X -	-50.00 50.00
0 - Y -	-16.50 -16.50

PL-LINES

=====

Pl-line no.	Co-ordinates [m]
1 - X -	-50.00 50.00
1 - Y -	5.50 5.50

Unit weight of water used for calculation: 9.81 [kN/m3]
The groundwater level is determined by Pl-line number 1

FORBIDDEN LINES
=====

Line number	X-start [m]	Y-start [m]	X-end [m]	Y-end [m]
1	0.96	14.30	0.48	9.50

SOIL PROPERTIES
=====

Layer no.	Material name
3	Zand
2	Zand
1	Zand

Layer number	Gam usat [kN/m3]	Gam sat [kN/m3]	Pl-line top	Pl-line bottom
3	18.00	20.00	1	1
2	18.00	20.00	1	1
1	18.00	20.00	1	-

Layer number	Cohesion [kN/m2]	Phi [degrees]	Dilatancy [degrees]	S [-]	POP [kN/m2]	m [-]
3	0.00	26.11	26.11	-	-	-
2	0.00	26.11	26.11	-	-	-
1	0.00	26.11	26.11	-	-	-

Layer number	Su top [kN/m2]	Su bot. [kN/m2]	Su grad. [kN/m2/m]	POP top [kN/m2]	POP bot. [kN/m2]	Gamma LEM [-]
3	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

No degree of consolidation <> 100% input.

CENTER POINT GRID AND TANGENT LINES
=====

X co-ordinate grid left : -20.00 [m]
 X co-ordinate grid right : 0.00 [m]
 Number of grid points in X - direction : 11

 Y co-ordinate grid bottom : 10.00 [m]
 Y co-ordinate grid top : 30.00 [m]
 Number of grid points in Y - direction : 11

 Y co-ordinate tangent smallest circle : 8.00 [m]
 Y co-ordinate tangent biggest circle : 0.00 [m]
 Number of circles per grid point : 10

No fixed points input.

Total number of center points in the grid: 121
 Total number of slip circles in the grid : 1210

MEASURED YIELD STRESS
=====

D-Geo Stability 18.1

No measured yield stress input.

LINE LOADS =====

No line loads were input.

UNIFORM LOAD =====

Uniform load number	Magnitude [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Distrib. degrees	Load Type
1	29.00	1.50	4.40	10.00	Temporary

TREE ON SLOPE =====

No tree on slope was input.

DEGREE OF CONSOLIDATION : TEMPORARY LOADS =====

Layer number	Degree of consolidation
3	100
2	100
1	100

GEOTEXTILES =====

Geotextile number	E.T.S [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Y [m]	reduction zone [m]
1	51.39	0.00	8.00	4.70	1.00
2	51.39	0.06	8.06	5.30	1.00
3	51.39	0.12	8.12	5.90	1.00
4	51.39	0.18	8.18	6.50	1.00
5	38.55	0.24	8.24	7.10	1.00
6	38.55	0.30	8.30	7.70	1.00
7	38.55	0.36	8.36	8.30	1.00
8	38.55	0.42	8.42	8.90	1.00
9	28.27	0.48	8.48	9.50	1.00
10	249.29	0.54	8.54	10.10	1.00

E.T.S. = Effective tensile strength

NAILS =====

No nails were input.

EARTHQUAKE =====

No earth quake factors were input.

***** The input has been tested, and is correct. *****

□

RESULTS OF THE SLOPE STABILITY ANALYSIS =====

Information on the critical circle : Fmin = 1.165
 Calculation method used : Bishop - C phi
 =====

X co-ordinate center point : -16.00 [m]
 Y co-ordinate center point : 26.00 [m]
 Radius of critical circle : 23.33 [m]

The center point of the critical circle is enclosed

Total driving moment : -4239.38 [kNm/m]
 Driving moment free water : 0.00 [kNm/m]
 Driving moment external loads : -1468.91 [kNm/m]
 Iterated resisting moment : 4940.82 [kNm/m]
 Non-iterated resisting moment : 4789.40 [kNm/m]

Information of the geotextile results =====

nr	intersection point		embedding length min. [m]	mobilized embedd. tensile strength [%] [kN/m]		resisting moment [kNm/m]
	X-coord [m]	Y-coord [m]				
1	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
9	0.50	9.50	0.02	2	0.52	8.54
10	1.08	10.10	0.54	54	133.95	2129.73
Total resisting moment from geotextiles						2138.28

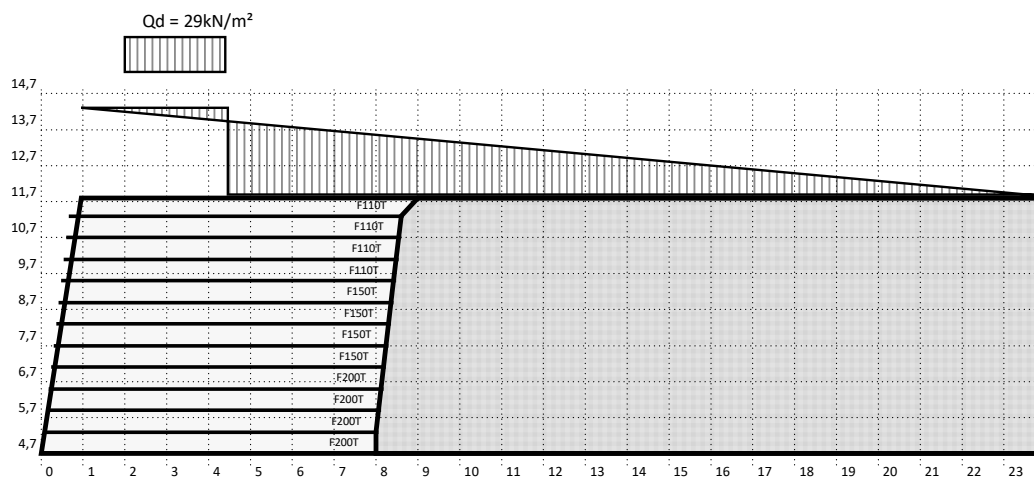
END OF D-Geo Stability OUTPUT
 =====

1. Samenvatting

Omschrijving:	200204 WP Maasvlakte 2 DWP A Eindsituatie v2		
Opsteller		Datum	6-04-20
u.c. Lokale stabiliteit	Treksterkte	0,86	u.c. draagkracht0,24 u.c. horizontaal glijden0,45
	Aanhechting	0,45	
u.c. Globale interne stabiliteit		0,75	

2. Invoer

2.1 Geometrie van de constructie



2.2 Gevolgklasse en partiële factoren

Gevolgklasse	CC3			
BELASTINGFACTOREN				
Permanente belasting, ongunstig	$\gamma_{G;dst}$	1,00		
Permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G;stb}$	1,00		
Veranderelijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q;stb}$	1,45		
Veranderelijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q;stb}$	0,00		
MATERIAALFACTOREN		INTERN	Extern	
Hoek van inwendige wrijving	γ_{ϕ}	1,30	γ_{ϕ}	1,15
Effectieve cohesie	γ_c	1,60	γ_c	1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	2,00	γ_{cu}	1,35
Volumiek gewicht	γ_Y	1,00	γ_Y	1,10
Treksterkte wapening	γ_R	1,15	γ_R	1,15
Aanhechting wapening	γ_{μ}	1,30	γ_{μ}	1,30

2.3 Grondgegevens

Grondwaterstand	5,50	m
-----------------	------	---

	Materiaal	Niveau		ϕ	c'	γ_{dr}	γ_{sat}	$Cu; d$
Gewapende grond	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Achteraanvulling	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Ondergrond	Zand	5,60	5,50	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
	Zand	5,50	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00

2.4 Eigenschappen grondwapening

Ontwerplevensduur	100
Installatie schade	Coarse grain
Milieu	4<pH<9

UV blootstelling	<2 maanden
------------------	------------

Naam	$R_{g;ld;d}$	γ_R	$R_{g;ld;k}$	$R_{g;kd;k}$	RF_{CR}	RF_{ID}	RF_{ch}	RF_w	f_d	f_s
F110T	28,27	1,15	32,51	#####	1,52	1,07	1,03	1,01	0,50	1,00
F150T	38,55	1,15	44,33	#####	1,52	1,07	1,03	1,01	0,50	1,00
F200T	51,39	1,15	59,10	#####	1,52	1,07	1,03	1,01	0,50	1,00



2.5 Invoer grondwapening

Laag	Z	WapeningType	L	R _{g,ld;d}	As	Textra
1	4,70	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
2	5,30	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
3	5,90	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
4	6,50	F200T	8,00	51,39	0,90	0,00
5	7,10	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
6	7,70	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
7	8,30	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
8	8,90	F150T	8,00	38,55	0,90	0,00
9	9,50	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00
10	10,10	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00
11	10,70	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00
12	11,30	F110T	8,00	28,27	0,90	0,00

2.6 Geometrie gewapende grond

Punt	X	Y
1	0,00	4,70
2	0,96	14,30
3	4,46	14,30
4	4,46	11,90
5	24,46	11,90

2.7 Geometrie achteraanvulling

Punt	X	Y
1	0,00	12,70
2	0,60	12,70
3	0,60	12,90
4	2,60	12,90
5	2,60	13,10
6	4,60	13,10
7	4,60	13,30
8	6,60	13,30
9	6,60	13,70

2.8 Bovenbelasting

Naam	Q_{kar}	γ	Q_d	X_1	X_2	X_3	X_4
Variabel 2	20,00	1,45	29,00	2,00	2,00	4,40	4,40

2.9 Landhoofd

Naam	F_{kar}	γ	R_d	X_1	X_2	Y
Strook Verticaal Permanent	75,00	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Verticaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Permanent	12,25	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65

3. Resultaten

3.1 Lokale stabiliteit - toets treksterkte

#	Y	WapeningType	$R_{g;d;d}$	θ_{max}	$T_{i;d}$	u.c.
1	0,00	F200T	51,4	31,0	20,3	0,4
2	0,60	F200T	51,4	32,0	39,2	0,8
3	1,20	F200T	51,4	34,0	37,4	0,7
4	1,80	F200T	51,4	36,0	35,3	0,7
5	2,40	F150T	38,6	36,0	33,0	0,9
6	3,00	F150T	38,6	36,0	30,7	0,8
7	3,60	F150T	38,6	36,0	28,5	0,7
8	4,20	F150T	38,6	36,0	26,2	0,7
9	4,80	F110T	28,3	37,0	23,9	0,8
10	5,40	F110T	28,3	45,0	19,8	0,7
11	6,00	F110T	28,3	36,0	13,6	0,5
12	6,60	F110T	28,3	41,0	11,8	0,4

3.2 Lokale stabiliteit - Aanhechting

#	Y	WapeningType	T _{i,d}	As	L	La	σ _v	Ra	u.c.
1	0,00	F200T	20,27	0,90	8,0	8,0	160,0	443,0	0,05
2	0,60	F200T	39,19	0,90	8,0	7,7	154,5	410,9	0,10
3	1,20	F200T	37,37	0,90	8,0	7,4	145,8	372,0	0,10
4	1,80	F200T	35,26	0,90	8,0	7,1	134,0	327,3	0,11
5	2,40	F150T	32,99	0,90	8,0	6,7	121,6	283,6	0,12
6	3,00	F150T	30,72	0,90	8,0	6,4	109,0	242,4	0,13
7	3,60	F150T	28,45	0,90	8,0	6,1	95,1	201,2	0,14
8	4,20	F150T	26,19	0,90	8,0	5,8	80,3	161,1	0,16
9	4,80	F110T	23,91	0,90	8,0	5,5	65,2	123,6	0,19
10	5,40	F110T	19,81	0,90	8,0	5,2	49,5	88,6	0,22
11	6,00	F110T	13,61	0,90	8,0	4,9	33,4	56,0	0,24
12	6,60	F110T	11,81	0,90	8,0	4,5	16,5	26,0	0,45

3.3 Globale inwendige stabiliteit

#	Y	WapeningType	$\theta_{\max}$	$Z_{i;d}$	Σra	u.c.
1	0,00	F200T	32,0	306,2	419,1	0,7
2	0,60	F200T	34,0	271,1	368,3	0,7
3	1,20	F200T	36,0	236,3	318,7	0,7
4	1,80	F200T	38,0	201,3	267,3	0,8
5	2,40	F150T	39,0	167,4	228,7	0,7
6	3,00	F150T	39,0	135,8	190,2	0,7
7	3,60	F150T	40,0	106,6	151,6	0,7
8	4,20	F150T	41,0	79,7	113,1	0,7
9	4,80	F110T	43,0	55,3	84,8	0,7
10	5,40	F110T	45,0	33,7	56,5	0,6
11	6,00	F110T	40,0	18,2	28,3	0,6

4. Uitvoer per laag

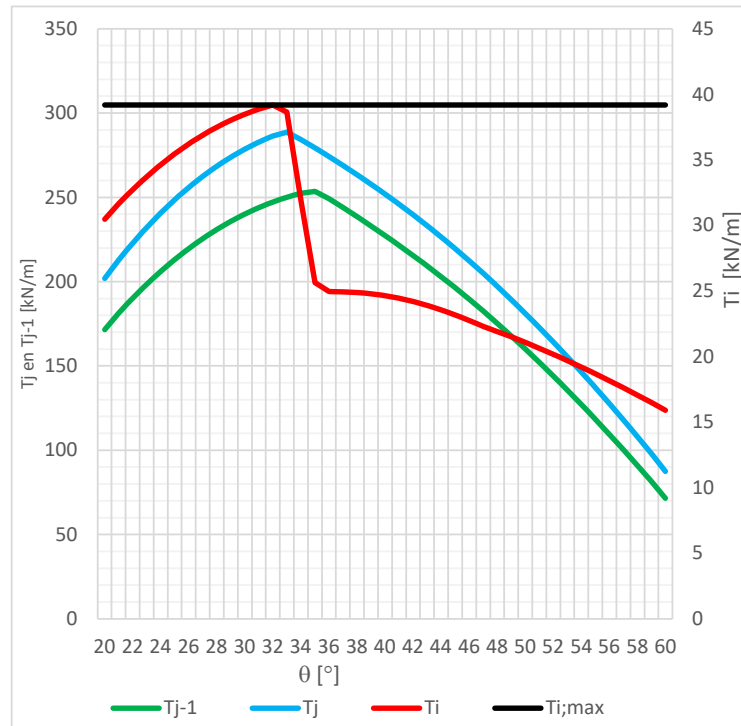
4.1 Laag 2

Y	0,60	m
L	8,00	m
Type	F200T	

LOKAAL 6,10

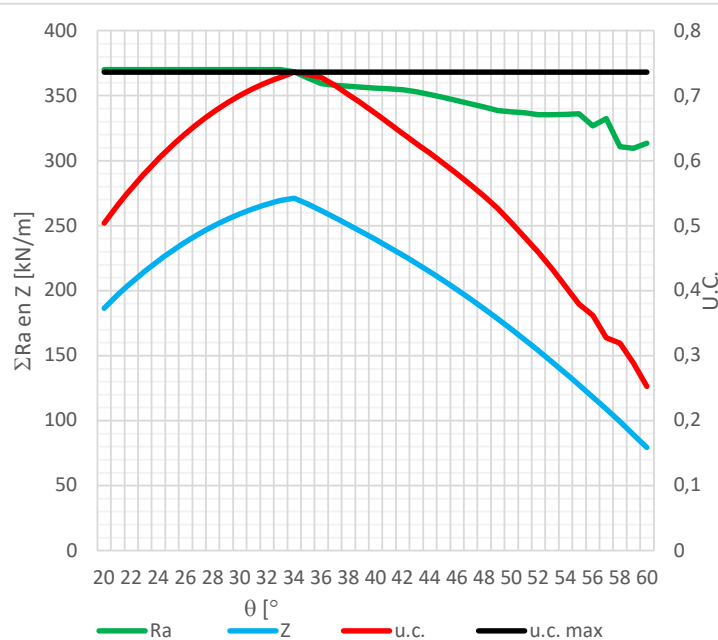
$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	39,19	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	39,19	kN/m'

θ_{max}	32,0	°
σ_v	154,5	kN/m ²
La	7,7	m
Ra	410,9	kN/m ²
	U.C.	0,10
Rd	51,4	kN/m ²
	U.C.	0,76



GLOBAL 6.20

θ_{max}	34,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	271,1	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	271,1	kN/m'
ΣRa	368,3	kN/m'
	U.C.	0,74



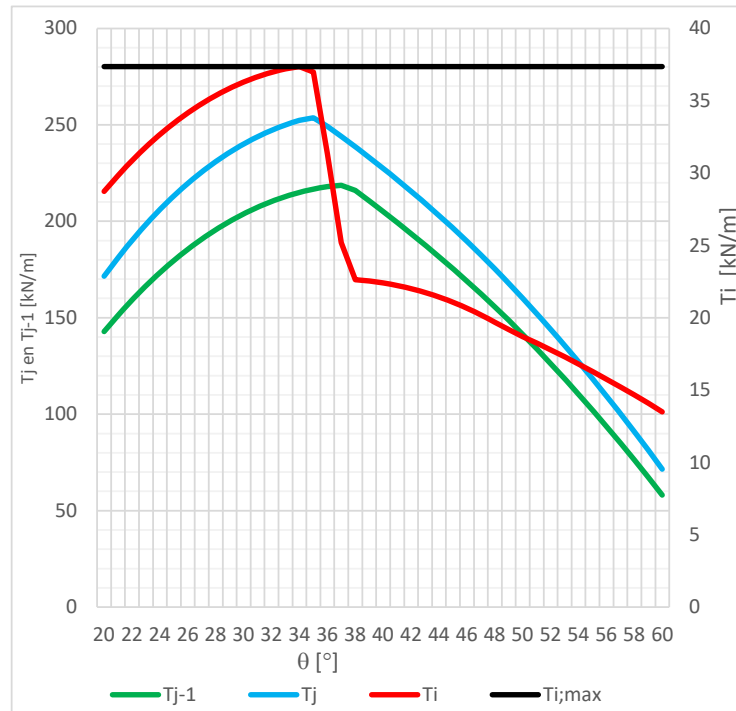
4.2 Laag 3

Y	1,20	m
L	8,00	m
Type	F200T	

LOKAAL 6,10

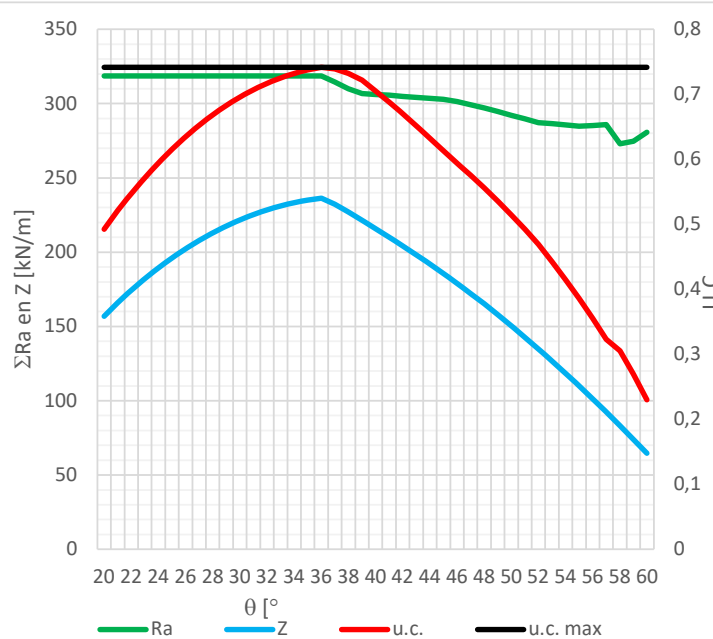
$T_{v;i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h;i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma;i;d}$	37,37	kN/m'
$T_{h;man;i;d}$	0	kN/m'
$T_{j;d}$	37,37	kN/m'

θ_{max}	34,0	°
σ_v	145,8	kN/m ²
La	7,4	m
Ra	372,0	kN/m ²
	U.C.	0,10
Rd	51,4	kN/m ²
	U.C.	0,73



GLAABAL 6.20

θ_{max}	36,0	°
$\theta_{2;max}$	20,0	°
$T_{v;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma;i;d}$	236,3	kN/m'
$T_{h;man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	236,3	kN/m'
ΣRa	318,7	kN/m'
	U.C.	0,74





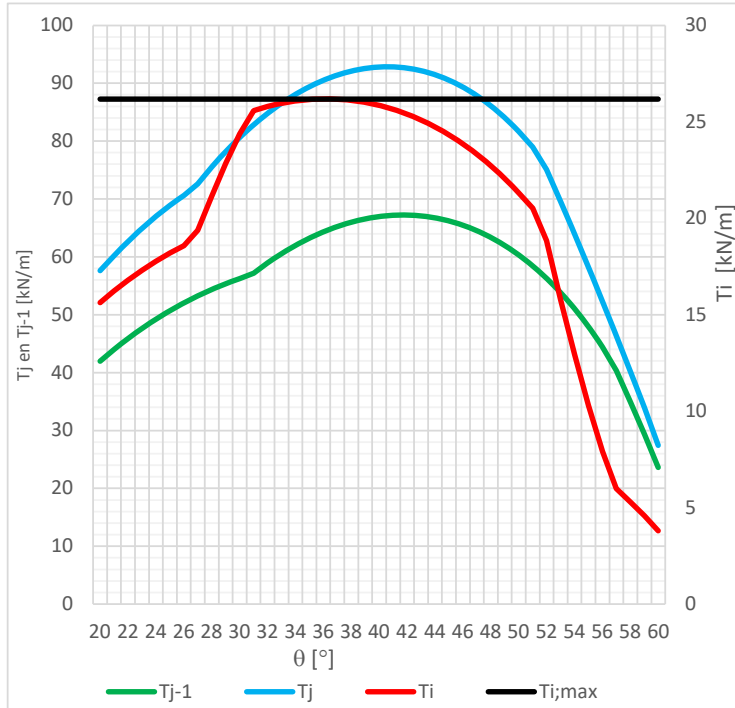
4.3 Laag 8

Y	4,20	m
L	8,00	m
Type	F150T	

LOKAAL 6,10

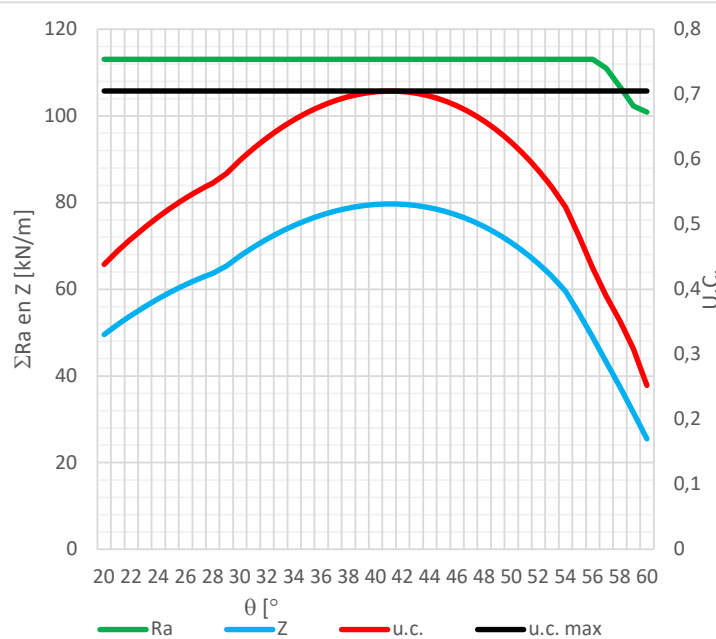
$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	26,19	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0	kN/m'
$T_{j;d}$	26,19	kN/m'

θ_{max}	36,0	°
σ_v	80,3	kN/m ²
La	5,8	m
Ra	161,1	kN/m ²
	U.C.	0,16
Rd	38,6	kN/m ²
	U.C.	0,68



GLOBAAL 6.20

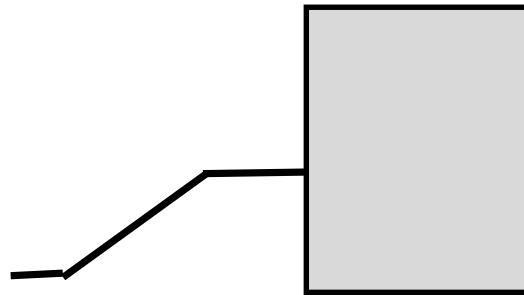
θ_{max}	41,0	°
$\theta_{2;max}$	20,0	°
$T_{v;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h;i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma;i;d}$	79,7	kN/m'
$T_{h;man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	79,7	kN/m'
ΣRa	113,1	kN/m'
	U.C.	0,70



5. Horizontaal glijden en draagkracht van de ondergrond

5.1 Geometrie maaiveld

Breedte berm	50,00	m
Breedte talud	5,00	m
Hoogte talud	2,00	m
β	0,00	°
d	0,90	m
A _e	15,29	m
Rekenen met talud	NEEN	15,29 < 50



5.2 Resultaat gronddruk achterzijde gewapende grond

V _d	1424,02	kN/m'	B _{ef}	6,13	m
H _d	230,46	kN/m'	L _{ef}	100	m
M _d	4367,98	kNm/m'	A _e	15,29	m

5.3 Controle horizontaal glijden

R _{h;grond;d}	588,21	kN/m'	u.c	0,31
R _{h;wapening;d}	407,22	kN/m'	u.c.	0,45

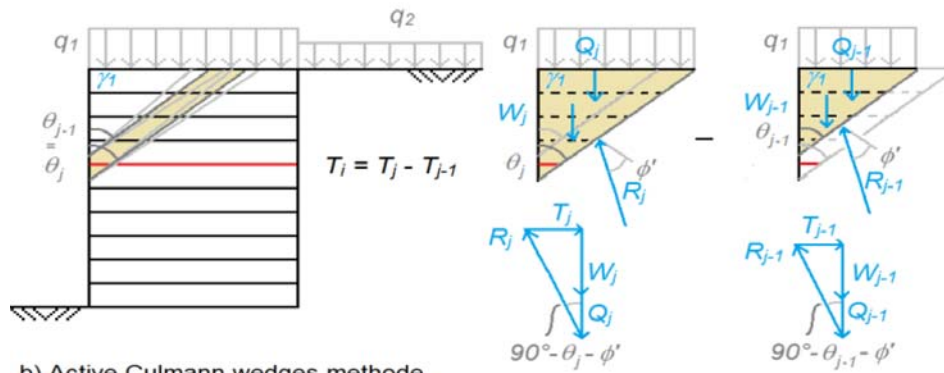
5.4 Controle draagkracht gedraineerde toestand

Bepaling parameters	c	Verschil > 6. Ponzen			
Toegepaste parameters	ϕ	c'	γ_{dr}	c _{u;d}	
	28,99	0,00	17,27	0,00	
Toets: V _d ≤ R _d	1200,3	<	5012	uc	0,24
R _d = $\sigma_{max;d}$ x B _{ef}	757,90	x	6,614	=	5012
C' _{gem;d}	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50	$\gamma_{gem;d}$	14,50
N _c	27,83	N _q	16,42	N _{γ}	17,08
s _c	1,03	s _q	1,03	s _{λ}	0,98
i _c	0,69	i _q	0,71	i _{γ}	0,61
λ_c	1,00	λ_q	1,00	λ_λ	1,00

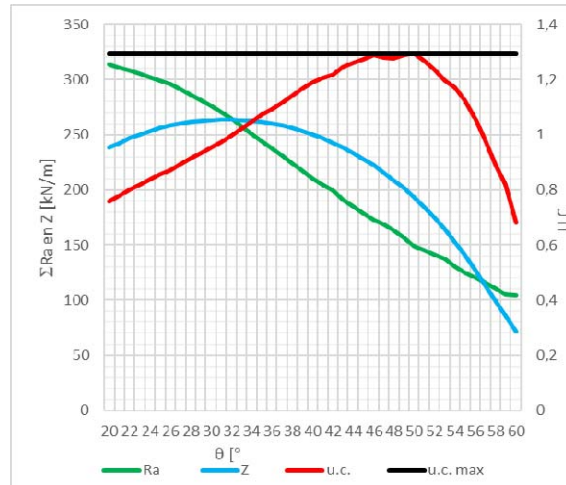
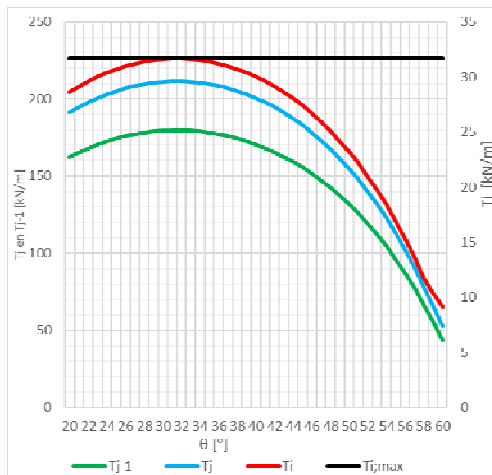
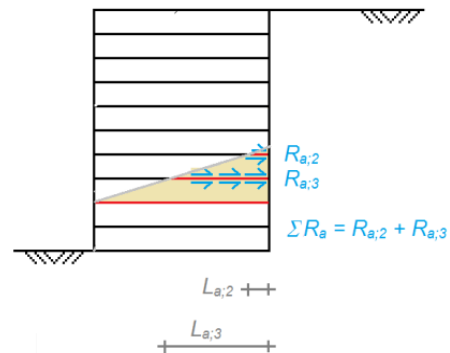
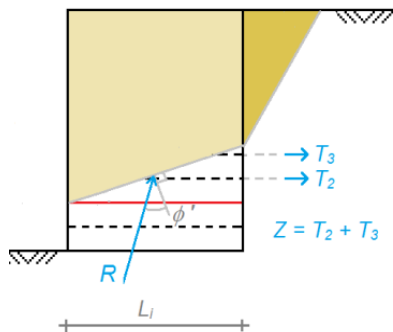
5.5 Controle draagkracht ongedraineerde toestand

Bepaling parameters	c	Niet-cohesieve grondslag onder fundering. Ponzen en profiel doorzett			
Toegepaste parameters	ϕ	c'	γ_{dr}	c _{u;d}	
	32,50	0,00	17,27	0,00	
Toets: V _d ≤ R _d	1200,3	#####	#####	uc	#####
R _d = $\sigma_{max;d}$ x B _{ef}	#####	x	6,614	=	#####
C _{u;d}	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50		
s _c	Sc	λ_q	1,00		
i _c	#####				
λ_c	1,00				

6. Verklaring grafieken



b) Active Culmann wedges methode (met single wedges)





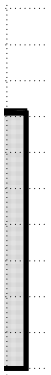
HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



VOETS

gewapende grondconstructies





HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



VOETS

gewapende grondconstructies

As
0,90
0,90
0,90



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



VOETS

gewapende grondconstructies



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



VOETS

gewapende grondconstructies



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



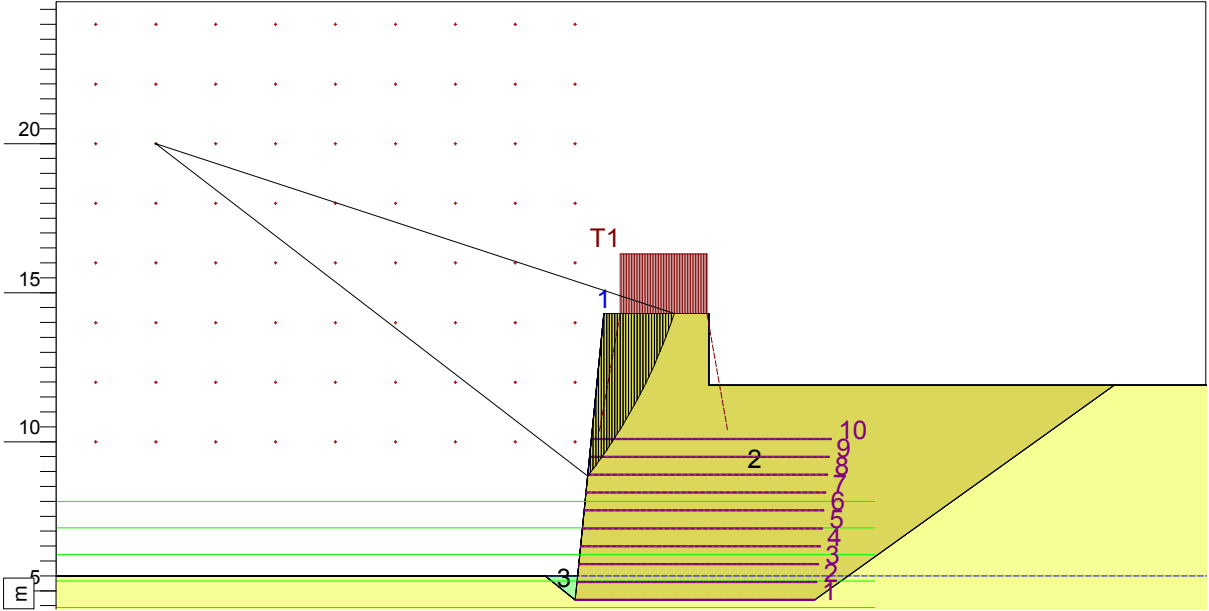
VOETS

gewapende grondconstructies

Critical Circle Bishop



- Layers
- 3. Zand
 - 2. Zand
 - 1. Zand



Xm : -14.00 [m]
Ym : 26.00 [m]

Radius : 18.22 [m]
Safety : 1.19

Phone
Fax

D-Geo Stability 18.1 : 200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP B eindsituatie v2.sit

date
4/7/2020

drw.

200204 Windpark Maasvlakte 2

DWP A - Eindsituatie

Annex -

form.
A3

D-Geo Stability 18.1

Program : D-Geo Stability
Version : 18.1.1.3
Company :
Date : 4/7/2020
Time : 11:06:38 AM

Output file : H:\200204 Winpark maasvlakte 2\200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP B eindsituatie v2.st

Input file : H:\200204 Winpark maasvlakte 2\200204 Windpark Maasvlakte 2 DWP B eindsituatie v2.st

===== BEGINNING OF DATA =====

ECHO OF THE INPUT

=====

Problem identification : 200204 Windpark Maasvlakte 2
: DWP A - Eindsituatie

Calculation model : Bishop
Default shear strength : C phi

LAYER BOUNDARIES

=====

Boundary no.	Co-ordinates [m]
3 - X -	-50.00 -1.00 0.08 0.96 4.46 4.46
3 - Y -	5.50 5.50 5.50 14.30 14.30 11.90
3 - X -	18.00 24.46 24.46 26.00 37.40 41.40
3 - Y -	11.90 11.90 13.80 13.80 10.00 10.00
3 - X -	50.00
3 - Y -	8.28
2 - X -	-50.00 -1.00 0.00 0.08 0.96 4.46
2 - Y -	5.50 5.50 4.70 5.50 14.30 14.30
2 - X -	4.46 18.00 24.46 24.46 26.00 37.40
2 - Y -	11.90 11.90 11.90 13.80 13.80 10.00
2 - X -	41.40 50.00
2 - Y -	10.00 8.28
1 - X -	-50.00 -1.00 0.00 8.00 18.00 24.46
1 - Y -	5.50 5.50 4.70 4.70 11.90 11.90
1 - X -	24.46 26.00 37.40 41.40 50.00
1 - Y -	13.80 13.80 10.00 10.00 8.28
0 - X -	-50.00 50.00
0 - Y -	-16.50 -16.50

PL-LINES

=====

Pl-line no.	Co-ordinates [m]
1 - X -	-50.00 50.00
1 - Y -	5.50 5.50

Unit weight of water used for calculation: 9.81 [kN/m3]
The groundwater level is determined by Pl-line number 1

FORBIDDEN LINES
=====

Line number	X-start [m]	Y-start [m]	X-end [m]	Y-end [m]
1	0.96	14.30	0.42	8.90

SOIL PROPERTIES
=====

Layer no.	Material name
3	Zand
2	Zand
1	Zand

Layer number	Gam usat [kN/m3]	Gam sat [kN/m3]	Pl-line top	Pl-line bottom
3	18.00	20.00	1	1
2	18.00	20.00	1	1
1	18.00	20.00	1	-

Layer number	Cohesion [kN/m2]	Phi [degrees]	Dilatancy [degrees]	S [-]	POP [kN/m2]	m [-]
3	0.00	26.11	26.11	-	-	-
2	0.00	26.11	26.11	-	-	-
1	0.00	26.11	26.11	-	-	-

Layer number	Su top [kN/m2]	Su bot. [kN/m2]	Su grad. [kN/m2/m]	POP top [kN/m2]	POP bot. [kN/m2]	Gamma LEM [-]
3	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

No degree of consolidation <> 100% input.

CENTER POINT GRID AND TANGENT LINES
=====

X co-ordinate grid left : -20.00 [m]
 X co-ordinate grid right : 0.00 [m]
 Number of grid points in X - direction : 11

 Y co-ordinate grid bottom : 10.00 [m]
 Y co-ordinate grid top : 30.00 [m]
 Number of grid points in Y - direction : 11

 Y co-ordinate tangent smallest circle : 8.00 [m]
 Y co-ordinate tangent biggest circle : 0.00 [m]
 Number of circles per grid point : 10

No fixed points input.

Total number of center points in the grid: 121
 Total number of slip circles in the grid : 1210

MEASURED YIELD STRESS
=====

D-Geo Stability 18.1

No measured yield stress input.

LINE LOADS =====

No line loads were input.

UNIFORM LOAD =====

Uniform load number	Magnitude [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Distrib. degrees	Load Type
1	29.00	1.50	4.40	10.00	Temporary

TREE ON SLOPE =====

No tree on slope was input.

DEGREE OF CONSOLIDATION : TEMPORARY LOADS =====

Layer number	Degree of consolidation
3	100
2	100
1	100

GEOTEXTILES =====

Geotextile number	E.T.S [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Y [m]	reduction zone [m]
1	56.53	0.00	8.00	4.70	1.00
2	56.53	0.06	8.06	5.30	1.00
3	56.53	0.12	8.12	5.90	1.00
4	42.40	0.18	8.18	6.50	1.00
5	42.40	0.24	8.24	7.10	1.00
6	42.40	0.30	8.30	7.70	1.00
7	42.40	0.36	8.36	8.30	1.00
8	31.09	0.42	8.42	8.90	1.00
9	31.09	0.48	8.48	9.50	1.00
10	177.11	0.54	8.54	10.10	1.00

E.T.S. = Effective tensile strength

NAILS =====

No nails were input.

EARTHQUAKE =====

No earth quake factors were input.

***** The input has been tested, and is correct. *****

□

RESULTS OF THE SLOPE STABILITY ANALYSIS =====

Information on the critical circle : Fmin = 1.185
 Calculation method used : Bishop - C phi
 =====

X co-ordinate center point : -14.00 [m]
 Y co-ordinate center point : 20.00 [m]
 Radius of critical circle : 18.22 [m]

The center point of the critical circle is enclosed

Total driving moment : -2961.21 [kNm/m]
 Driving moment free water : 0.00 [kNm/m]
 Driving moment external loads : -859.99 [kNm/m]
 Iterated resisting moment : 3509.07 [kNm/m]
 Non-iterated resisting moment : 3361.15 [kNm/m]

Information of the geotextile results =====

nr	intersection point		embedding	mobilized embedd.		resisting
	X-coord [m]	Y-coord [m]	length min. [m]	tensile strength [%]	[kN/m]	moment [kNm/m]
1	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
8	0.45	8.90	0.03	3	0.97	10.79
9	0.89	9.50	0.41	41	12.84	134.80
10	1.30	10.10	0.76	76	134.31	1329.68
Total resisting moment from geotextiles						1475.27

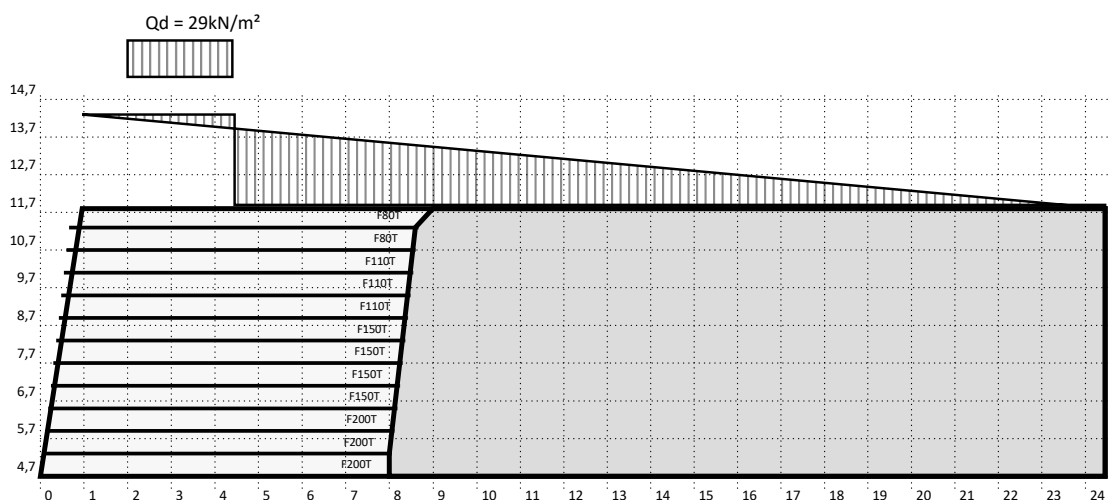
END OF D-Geo Stability OUTPUT
 =====

1. Samenvatting

Omschrijving:	200204 WP Maasvlakte 2 DWP B Eindsituatie v2		
Opsteller		Datum	6-04-20
u.c. Lokale stabiliteit	Treksterkte	0,84	
	Aanhechting	0,41	
u.c. Globale interne stabiliteit		0,81	
		u.c. draagkracht	0,19
		u.c. horizontaal glijden	0,40

2. Invoer

2.1 Geometrie van de constructie



2.2 Gevolgklasse en partiële factoren

Gevolgklasse	CC3			
BELASTINGFACTOREN				
Permanente belasting, ongunstig	$\gamma_{G,dst}$	1,00		
Permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G,stb}$	1,00		
Veranderelijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q,stb}$	1,45		
Veranderelijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q,stb}$	0,00		
MATERIAALFACTOREN		INTERN		Extern
Hoek van inwendige wrijving	γ_{φ}	1,30	γ_{φ}	1,15
Effectieve cohesie	γ_c	1,60	γ_c	1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	2,00	γ_{cu}	1,35
Volumiek gewicht	γ_Y	1,00	γ_Y	1,10
Treksterkte wapening	γ_R	1,15	γ_R	1,15
Aanhechting wapening	γ_{μ}	1,30	γ_{μ}	1,30

2.3 Grondgegevens

Grondwaterstand	5,50	m
-----------------	------	---

	Materiaal	Niveau		ϕ	c'	γ_{dr}	γ_{sat}	$c_{u;d}$
Gewapende grond	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Achteraanvulling	Zand	[-]	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
Ondergrond	Zand	5,60	5,50	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00
	Zand	5,50	[-]	32,50	0,00	17,00	19,00	0,00

2.4 Eigenschappen grondwapening

Ontwerplevensduur	100
Installatie schade	Coarse grain
Milieu	4<pH<9

UV blootstelling	<2 maanden
------------------	------------

Naam	$R_{g;ld;d}$	γ_R	$R_{g;ld;k}$	$R_{g;kd;k}$	RF_{CR}	RF_{ID}	RF_{ch}	RF_w	f_d	f_s	As
F80T	22,61	1,15	26,01	80,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90
F110T	31,09	1,15	35,76	110,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90
F150T	42,40	1,15	48,76	150,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90
F200T	56,53	1,15	65,01	200,00	1,52	1,07	1,03	1,01	0,55	1,00	0,90

2.5 Invoer grondwapening

Laag	Z	WapeningType	L	R _{gld;d}	As	Textra
1	4,70	F200T	8,00	56,53	0,90	0,00
2	5,30	F200T	8,00	56,53	0,90	0,00
3	5,90	F200T	8,00	56,53	0,90	0,00
4	6,50	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
5	7,10	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
6	7,70	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
7	8,30	F150T	8,00	42,40	0,90	0,00
8	8,90	F110T	8,00	31,09	0,90	0,00
9	9,50	F110T	8,00	31,09	0,90	0,00
10	10,10	F110T	8,00	31,09	0,90	0,00
11	10,70	F80T	8,00	22,61	0,90	0,00
12	11,30	F80T	8,00	22,61	0,90	0,00

2.6 Geometrie gewapende grond

Punt	X	Y
1	0,00	4,70
2	0,96	14,30
3	4,46	14,30
4	4,46	11,90
5	24,46	11,90

2.7 Geometrie achteraanvulling

Punt	X	Y
1	0,00	12,70
2	0,60	12,70
3	0,60	12,90
4	2,60	12,90
5	2,60	13,10
6	4,60	13,10
7	4,60	13,30
8	6,60	13,30
9	6,60	13,70

2.8 Bovenbelasting

Naam	Q_{kar}	γ	Q_d	X_1	X_2	X_3	X_4
Variabel 2	20,00	1,45	29,00	2,00	2,00	4,40	4,40

2.9 Landhoofd

Naam	F_{kar}	γ	R_d	X_1	X_2	Y
Strook Verticaal Permanent	75,00	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Verticaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Permanent	12,25	1,00	0,00	0,20	1,20	-5,65
Strook Horizontaal Variabel	0,00	1,45	0,00	0,20	1,20	-5,65

3. Resultaten

3.1 Lokale stabiliteit - toets treksterkte

#	Y	WapeningType	$R_{g;d,d}$	θ_{max}	$T_{i;d}$	u.c.
1	0,00	F200T	56,5	31,0	20,3	0,4
2	0,60	F200T	56,5	32,0	39,2	0,7
3	1,20	F200T	56,5	34,0	37,4	0,7
4	1,80	F150T	42,4	36,0	35,3	0,8
5	2,40	F150T	42,4	36,0	33,0	0,8
6	3,00	F150T	42,4	36,0	30,7	0,7
7	3,60	F150T	42,4	36,0	28,5	0,7
8	4,20	F110T	31,1	36,0	26,2	0,8
9	4,80	F110T	31,1	37,0	23,9	0,8
10	5,40	F110T	31,1	45,0	19,8	0,6
11	6,00	F80T	22,6	36,0	13,6	0,6
12	6,60	F80T	22,6	41,0	11,8	0,5

3.2 Lokale stabiliteit - Aanhechting

#	Y	WapeningType	T _{i;d}	As	L	La	σ _v	Ra	u.c.
1	0,00	F200T	20,27	0,90	8,0	8,0	160,0	487,3	0,04
2	0,60	F200T	39,19	0,90	8,0	7,7	154,5	452,0	0,09
3	1,20	F200T	37,37	0,90	8,0	7,4	145,8	409,2	0,09
4	1,80	F150T	35,26	0,90	8,0	7,1	134,0	360,0	0,10
5	2,40	F150T	32,99	0,90	8,0	6,7	121,6	312,0	0,11
6	3,00	F150T	30,72	0,90	8,0	6,4	109,0	266,6	0,12
7	3,60	F150T	28,45	0,90	8,0	6,1	95,1	221,3	0,13
8	4,20	F110T	26,19	0,90	8,0	5,8	80,3	177,3	0,15
9	4,80	F110T	23,91	0,90	8,0	5,5	65,2	136,0	0,18
10	5,40	F110T	19,81	0,90	8,0	5,2	49,5	97,4	0,20
11	6,00	F80T	13,61	0,90	8,0	4,9	33,4	61,6	0,22
12	6,60	F80T	11,81	0,90	8,0	4,5	16,5	28,6	0,41

3.3 Globale inwendige stabiliteit

#	Y	WapeningType	$\theta_{\max}$	$Z_{i,d}$	Σr_a	u.c.
1	0,00	F200T	32,0	306,2	421,2	0,7
2	0,60	F200T	34,0	271,1	364,6	0,7
3	1,20	F200T	36,0	236,3	308,1	0,8
4	1,80	F150T	38,0	201,3	265,7	0,8
5	2,40	F150T	39,0	167,4	223,3	0,7
6	3,00	F150T	39,0	135,8	180,9	0,8
7	3,60	F150T	40,0	106,6	138,5	0,8
8	4,20	F110T	41,0	79,7	107,4	0,7
9	4,80	F110T	43,0	55,3	76,3	0,7
10	5,40	F110T	45,0	33,7	45,2	0,7
11	6,00	F80T	40,0	18,2	22,6	0,8

4. Uitvoer per laag

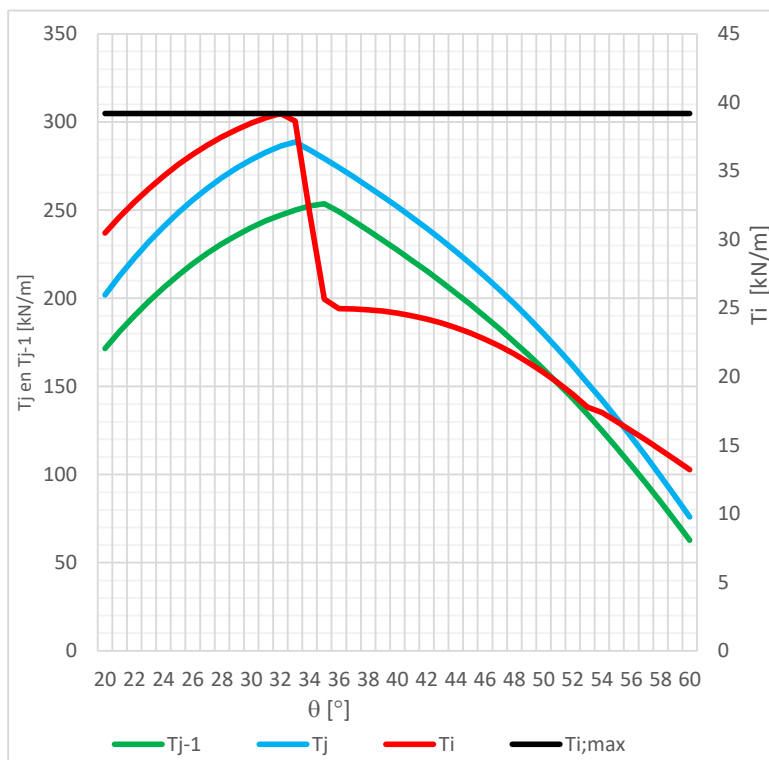
4.1 Laag 2

Y	0,60	m
L	8,00	m
Type	F200T	

LOKAAL 6,10

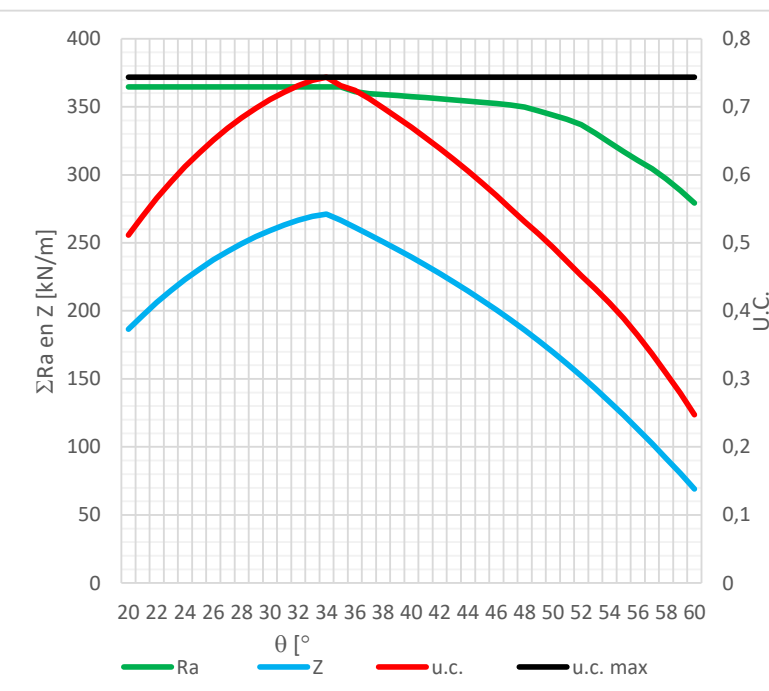
$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	39,19	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	39,19	kN/m'

θ_{max}	32,0	°
σ_v	154,5	kN/m ²
L_a	7,7	m
R_a	452,0	kN/m ²
	U.C.	0,09
R_d	56,5	kN/m ²
	U.C.	0,69



GLOBAAL 6.20

θ_{max}	34,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	271,1	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	271,1	kN/m'
ΣR_a	364,6	kN/m'
	U.C.	0,74



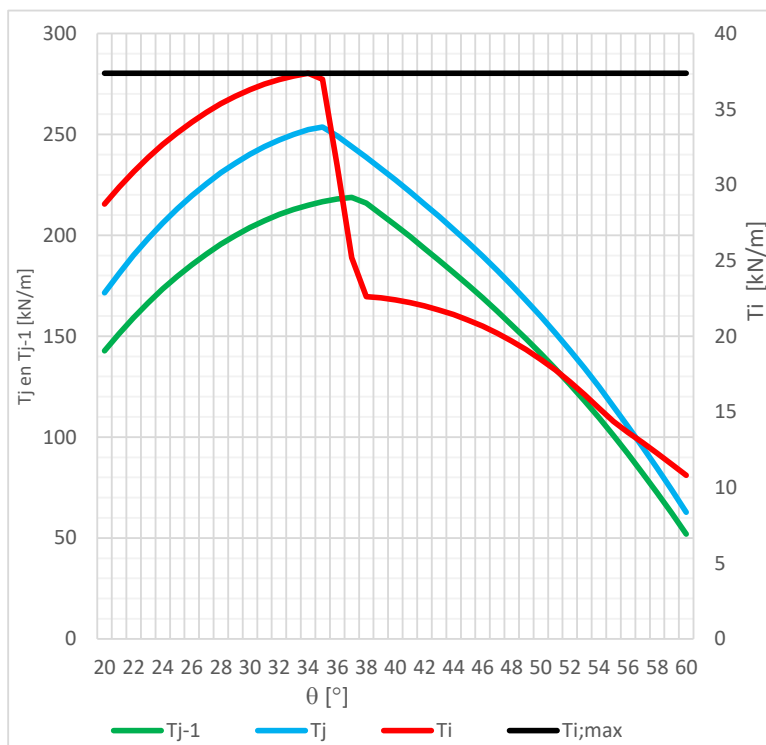
4.2 Laag 3

Y	1,20	m
L	8,00	m
Type	F200T	

LOKAAL 6,10

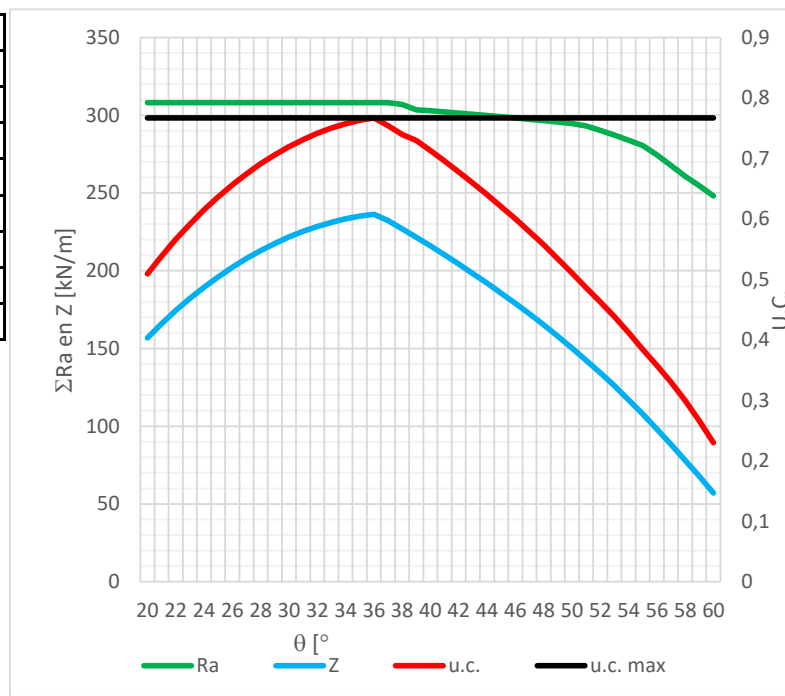
$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	37,37	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	37,37	kN/m'

θ_{max}	34,0	°
σ_v	145,8	kN/m ²
L_a	7,4	m
R_a	409,2	kN/m ²
	U.C.	0,09
R_d	56,5	kN/m ²
	U.C.	0,66



GLOBAAL 6.20

θ_{max}	36,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	236,3	kN/m'
$T_{h,man,i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	236,3	kN/m'
ΣR_a	308,1	kN/m'
	U.C.	0,77



4.3 Laag 8

Y	4,20	m
L	8,00	m
Type	F110T	

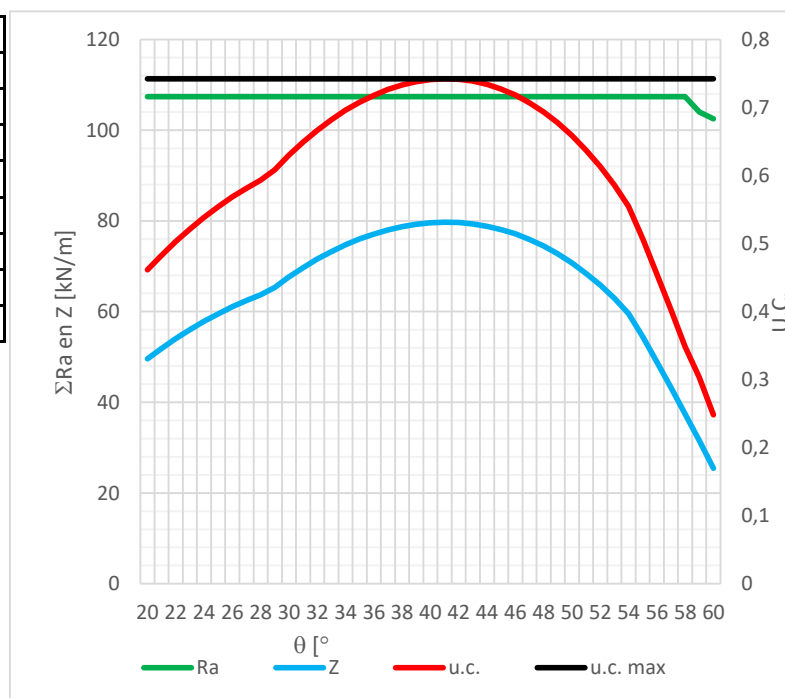
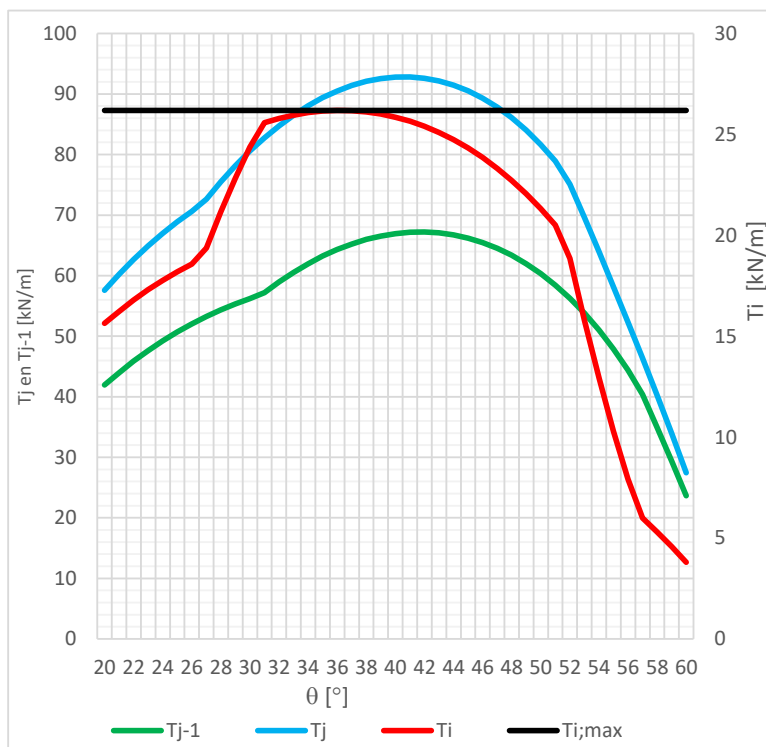
LOKAAL 6,10

$T_{v,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,00	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	26,19	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0	kN/m'
$T_{i;d}$	26,19	kN/m'

θ_{max}	36,0	°
σ_v	80,3	kN/m ²
L_a	5,8	m
R_a	177,3	kN/m ²
	U.C.	0,15
R_d	31,1	kN/m ²
	U.C.	0,84

GLOBAAL 6.20

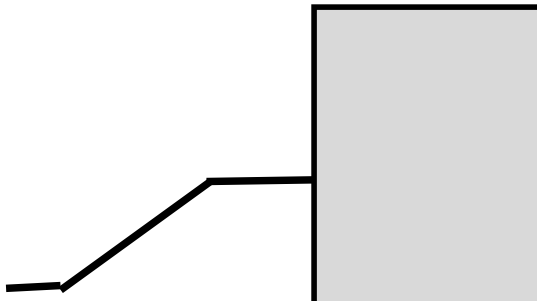
θ_{max}	41,0	°
$\theta_{2,max}$	20,0	°
$T_{v,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{h,i;d}$	0,0	kN/m'
$T_{\gamma,i;d}$	79,7	kN/m'
$T_{h,man;i;d}$	0,0	kN/m'
$Z_{i;d}$	79,7	kN/m'
ΣR_a	107,4	kN/m'
	U.C.	0,74



5. Horizontaal glijden en draagkracht van de ondergrond

5.1 Geometrie maaiveld

Breedte berm	50,00	m
Breedte talud	5,00	m
Hoogte talud	2,00	m
β	0,00	°
d	0,90	m
Ae	17,97	m
Rekenen met talud	NEEN	17,97 < 50



5.2 Resultaat gronddruk achterzijde gewapende grond

Vd	1424,02	kN/m'	Bef	6,13	m
Hd	230,46	kN/m'	Lef	100	m
Md	4367,98	kNm/m'	Ae	17,97	m

5.3 Controle horizontaal glijden

Rh;grond;d	655,25	kN/m'	u.c	0,28
Rh;wapening;d	453,63	kN/m'	u.c.	0,40

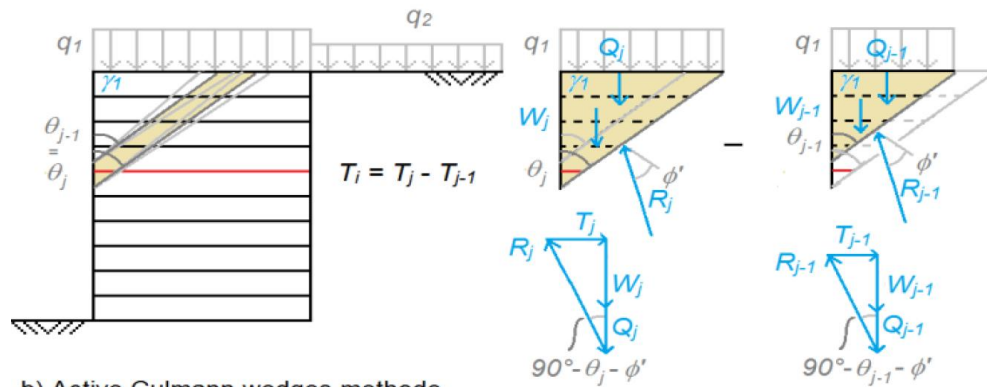
5.4 Controle draagkracht gedraineerde toestand

Bepaling parameters	c	Verschil > 6. Ponzen				
Toegepaste parameters		ϕ	c'	γ_{dr}	$c_{u;d}$	
		28,99	0,00	17,27	0,00	
Toets: $V_d \leq R_d$		1337,09	<	6898	uc	0,19
$R_d = \sigma_{max;d} \times B_{ef}$		896,36	x	7,696	=	6898
$C'_{gem;d}$	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50	$\gamma_{gem;d}$	14,50	
Nc	27,83	Nq	16,42	N γ	17,08	
sc	1,04	sq	1,04	s λ	0,98	
ic	0,72	i q	0,74	i γ	0,64	
λ_c	1,00	λ_q	1,00	λ_λ	1,00	

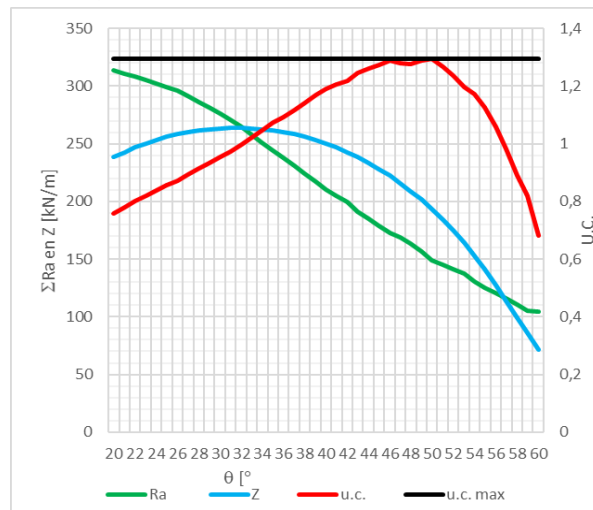
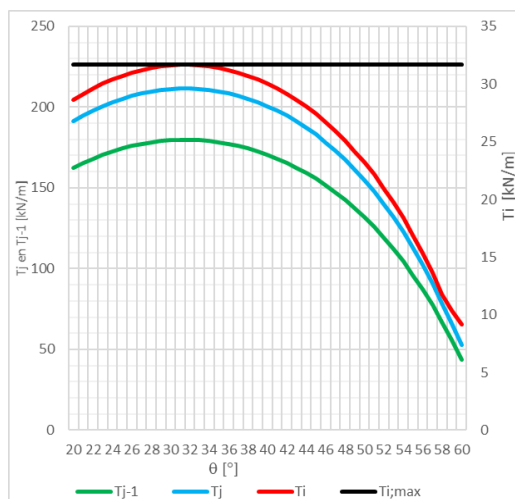
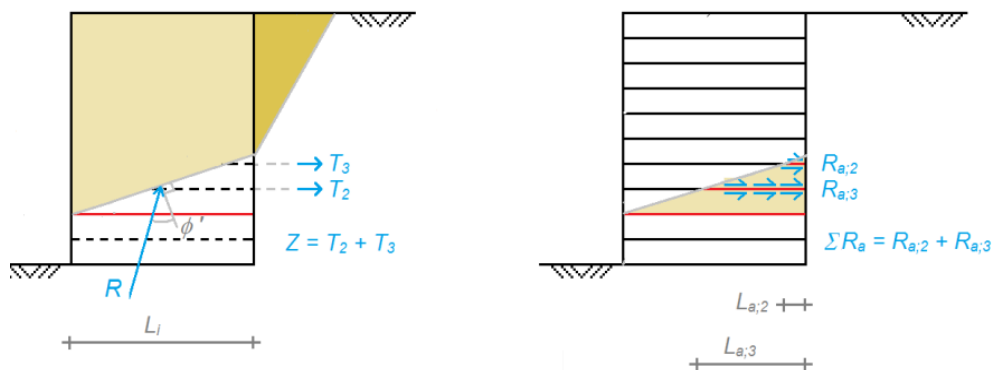
5.5 Controle draagkracht ongedraineerde toestand

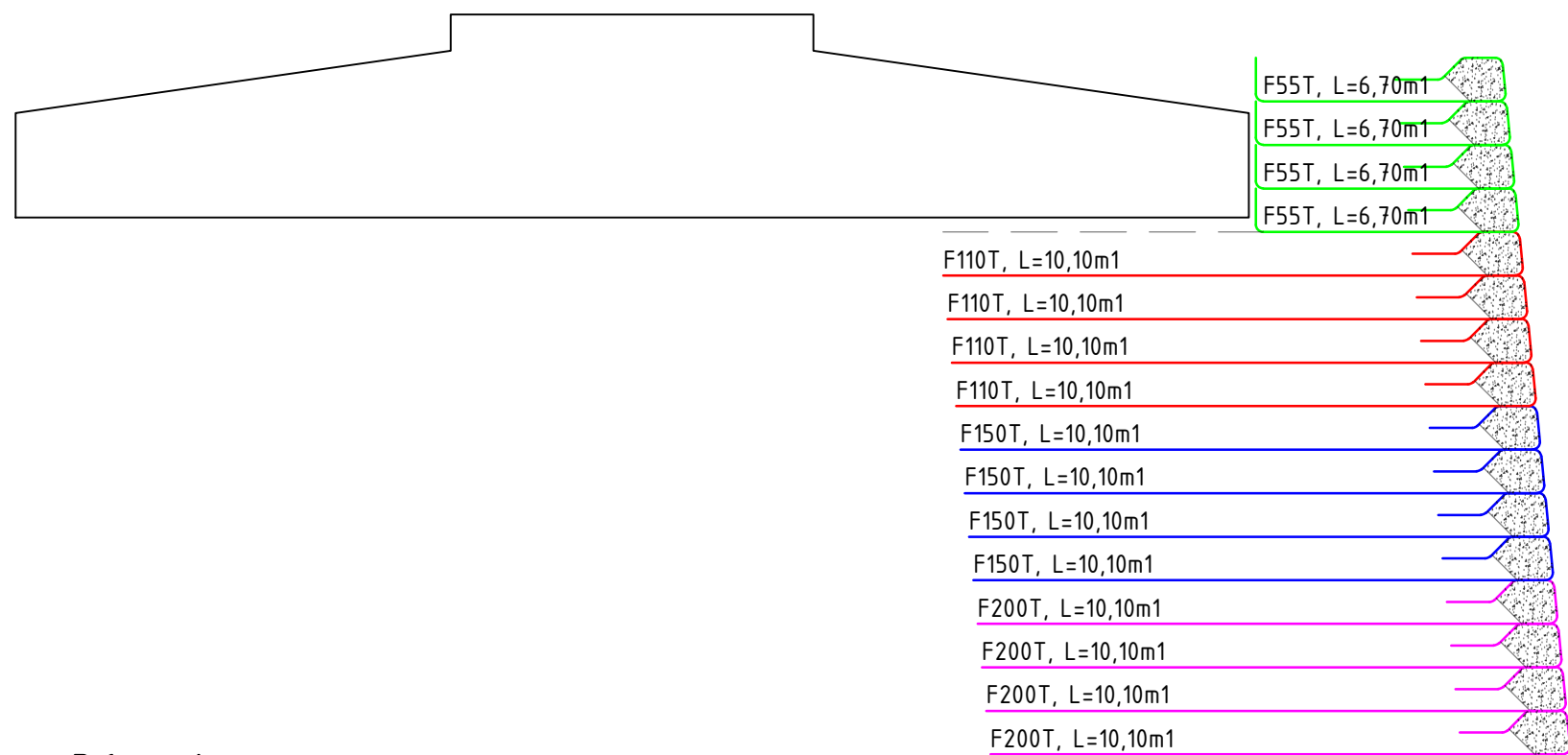
Bepaling parameters	c	Niet-cohesieve grondslag onder fundering. Ponzen en profiel doorzette				
Toegepaste parameters		ϕ	c'	γ_{dr}	$c_{u;d}$	
		32,50	0,00	17,27	0,00	
Toets: $V_d \leq R_d$		1337,09	#####	#####	uc	#####
$R_d = \sigma_{max;d} \times B_{ef}$		#####	x	7,696	=	#####
$C_{u;d}$	0,00	$\sigma_{v;z;d}$	14,50			
sc	Sc	λ_q	1,00			
ic	#####					
λ_c	1,00					

6. Verklaring grafieken

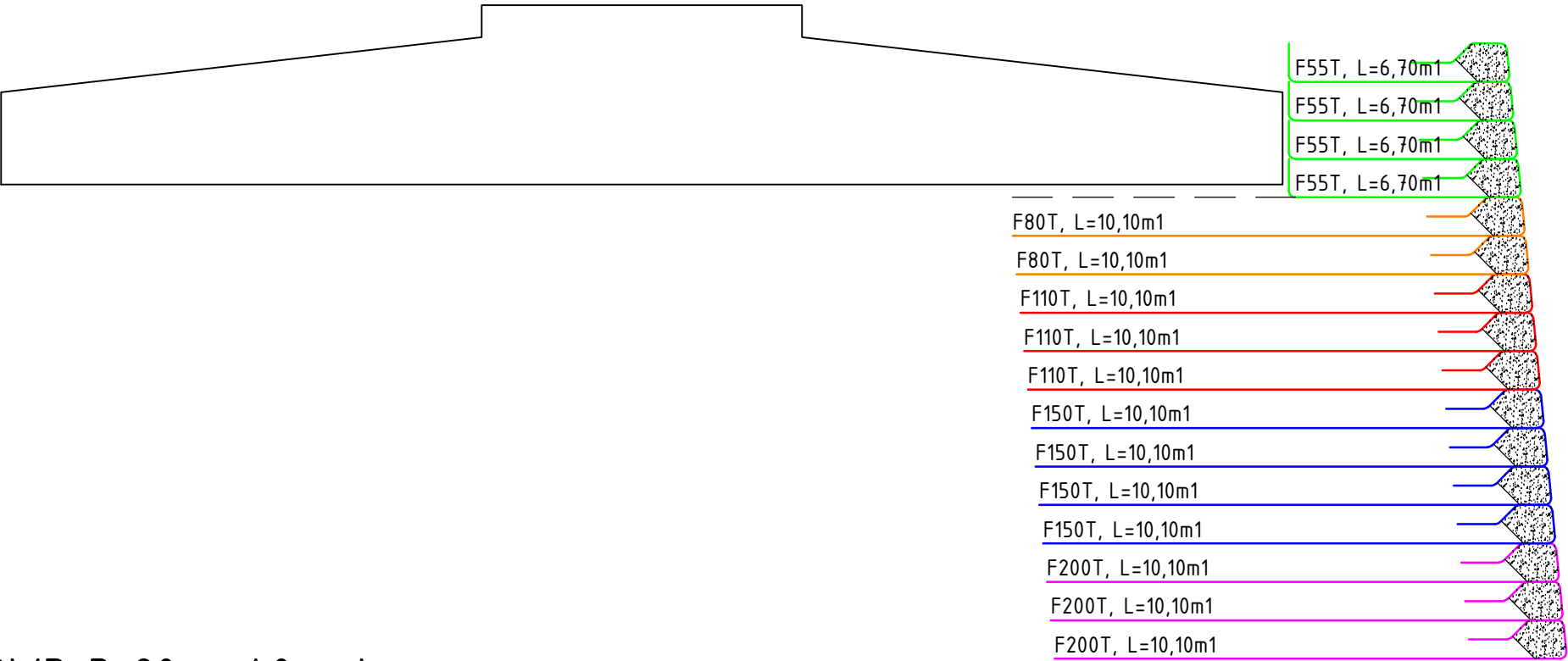


b) Active Culmann wedges methode (met single wedges)





DWP A 17 m 36 palen
SCHAAL 1 : 100



DWP B 20 m 40 palen

SCHAAL 1 : 100

