

**Beoordeling stabiliteit
zeewering Maasvlakte bij
aanleg mantelbuizen voor
elektriciteitskabels**



Titel

Beoordeling stabiliteit zeevering Maasvlakte bij aanleg mantelbuizen voor elektriciteitskabels

Project

11202326-004

Kenmerk

11202326-004-GEO-0001

Pagina's

32

Trefwoorden

horizontaal gestuurde boring, mantelbuis, elektriciteitskabels, zeevering, stabiliteit

Samenvatting

TenneT is van plan om 4 mantelbuizen voor elektriciteitskabels aan te leggen onder de zeevering van de Maasvlakte door middel van een viertal horizontaal gestuurde boringen (HDD's). De intredepunten van de horizontaal gestuurde boringen bevinden zich achter de zeevering aan de landzijde op de Maasvlakte. De uitredepunten bevinden zich op de zeebodem van de Maasmond.

Het effect van de aanleg van de mantelbuizen op de stabiliteit van de zeevering is in dit rapport beoordeeld. Hierbij zijn de volgende aanlegwerkzaamheden beschouwd:

- Het door middel van horizontaal gestuurd boren aanleggen van de leidingen die als mantelbuizen gaan fungeren.
- Het ontgraven van de zeebodem om de aansluiting van de kabels uit de mantel buizen op de in een sleuf gelegde kabels onder de zeebodem mogelijk te maken.

Bij het boren zijn de effecten van de boorvloeistofdruk en het optreden van trillingen van de boorkop op de stabiliteit van de waterkering beschouwd. Bij het ontgraven van de zeebodem is het effect van de graafwerkzaamheden op de stabiliteit van de vooroever van de waterkering worden beschouwd.

De stabiliteit van de zeevering is beoordeeld door de relevante faalmechanismen te beschouwen. De faalmechanismen binnenwaartse en buitenwaartse macro stabiliteit zijn beschouwd, omdat de boorvloeistofdruk die tijdens het boren wordt toegepast effect heeft op de beide faalmechanismen. Ook het faalmechanisme zettingsvloeiing is beschouwd, omdat zowel het boren als de ontgraving van de zeebodem bij de aansluitingen een effect heeft op dit faalmechanisme.

Uit de analyses volgt dat er geen risico's zijn voor instabiliteit van de zeevering. De beoordeling van de faalmechanismen macrostabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts en zettingsvloeiing wijst uit dat de stabiliteit van de zeevering tijdens de geplande werkzaamheden voor de aanleg van de mantelbuizen voldoende is.

De beoordeling is uitgevoerd voor de ligging van de boorlijn zoals beschreven in het Deltares rapport over de beschouwing van het ontwerp. Bij een keuze voor een diepere ligging van de boorlijn in het definitief ontwerp zijn er eveneens geen risico's zijn voor instabiliteit van de zeevering door de werkzaamheden voor aanleg van de mantelbuizen. Voorwaarde hierbij is dat de ligging van de intrede punten van de horizontaal gestuurde boringen ongewijzigd blijven en dat de gekozen diepere ligging van de boorlijn geen additionele risico's introduceert.

Titel

Beoordeling stabiliteit zeevering Maasvlakte bij aanleg mantelbuizen voor elektriciteitskabels

Project





11202326-004

Kenmerk

11202326-004-GEO-0001

Pagina's

32

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	sept. 2018	ir. D.S. Nugroho		dr. H.M.G. Kruse		ir. drs. J. van Ruijven	
		dr.ir. P. Meijers					
2.0	nov. 2018	ir. D.S. Nugroho		dr. H.M.G. Kruse		ir. drs. J. van Ruijven	
		dr.ir. P. Meijers					
3.0	nov. 2018	ir. D.S. Nugroho		dr. H.M.G. Kruse		ir. drs. J. van Ruijven	
		dr.ir. P. Meijers					

Status

definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Geplande aanleg van de mantelbuizen	1
1.2 Effecten van de aanleg op de waterkering	3
2 Projectbeschrijving	4
2.1 Beschikbare gegevens	4
2.2 De zeewering	4
2.3 Wettelijk beoordelingsinstrumentarium	5
3 Faalmechanismen binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit	6
3.1 Relevante faalmechanismen en berekeningsscenario's	6
3.1.1 Relevante faalmechanismen	6
3.1.2 Berekeningswijze	6
3.1.3 Veiligheidsnorm	6
3.1.4 Trajectlengte	7
3.1.5 Schadefactor (γ_n) voor faalmechanisme STBI	7
3.1.6 Schadefactor (γ_n) voor faalmechanisme STBU	8
3.1.7 Glijvlakmodel	8
3.1.8 Verkeerbelasting	8
3.1.9 Partiële factoren	8
3.1.10 Minimale veiligheidsfactor	8
3.2 Doorsnede voor de stabiliteitsanalyse	9
3.2.1 Schematisering van de doorsnede	9
3.2.2 Met invloed van boorvloeistofdruk	9
3.3 Grondsterkteparameters	10
3.4 Geohydrologie	11
3.4.1 Hoogwaterstand	11
3.4.2 Laagwaterstand	12
3.4.3 Freatische grondwaterstand	12
3.4.4 Stijghoogte in de eerste watervoerende laag	13
3.4.5 Schematisering van freatische waterstand en waterspanning in dijklichaam	14
4 Resultaten van de stabiliteitsanalyses	17
4.1 Zonder invloed van boorvloeistofdruk (initiële situatie)	17
4.2 Met invloed van boorvloeistofdruk	17
4.3 Conclusie	18
5 Faalmechanisme zettingsvloeiing	19
5.1 Algemeen	19
5.2 Boorlijn van de horizontaal gestuurde boring	19
5.3 Geometrie uittredepunt	21
5.4 Relevante gegevens ondergrond	21
6 Resultaten zettingsvloeiing	22
6.1 Beoordeling verwekingsgevoeligheid	22
6.1.1 Landzijde	22
6.1.2 Zeezijde	23

6.2	Trillingsbelasting bij boren	25
6.3	Belasting door vervorming boorgat	26
6.4	Belasting door ontgraving bij uitredepunt	27
6.5	Beoordeling zettingsvloeiing	27
6.6	Conclusie	29
7	Samenvatting en conclusie	31
8	Referentie	32
Bijlage(n)		
A	Figuren met het maatgevende glijvlak voor de berekening zonder de invloed van de boorvloeistofdruk	A-1
A.1	Faalmechanisme STBI	A-1
A.1.1	Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak	A-1
A.1.2	Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak	A-1
A.2	Faalmechanisme STBU	A-2
A.2.1	Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak	A-2
A.2.2	Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak	A-2
B	Figuren met het maatgevende glijvlak voor de berekening met de invloed van de boorvloeistof druk	B-1
B.1	Faalmechanisme STBI	B-1
B.1.1	Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak	B-1
B.1.2	Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak	B-1
B.2	Faalmechanisme STBU	B-2
B.2.1	Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak	B-2
B.2.2	Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak	B-2

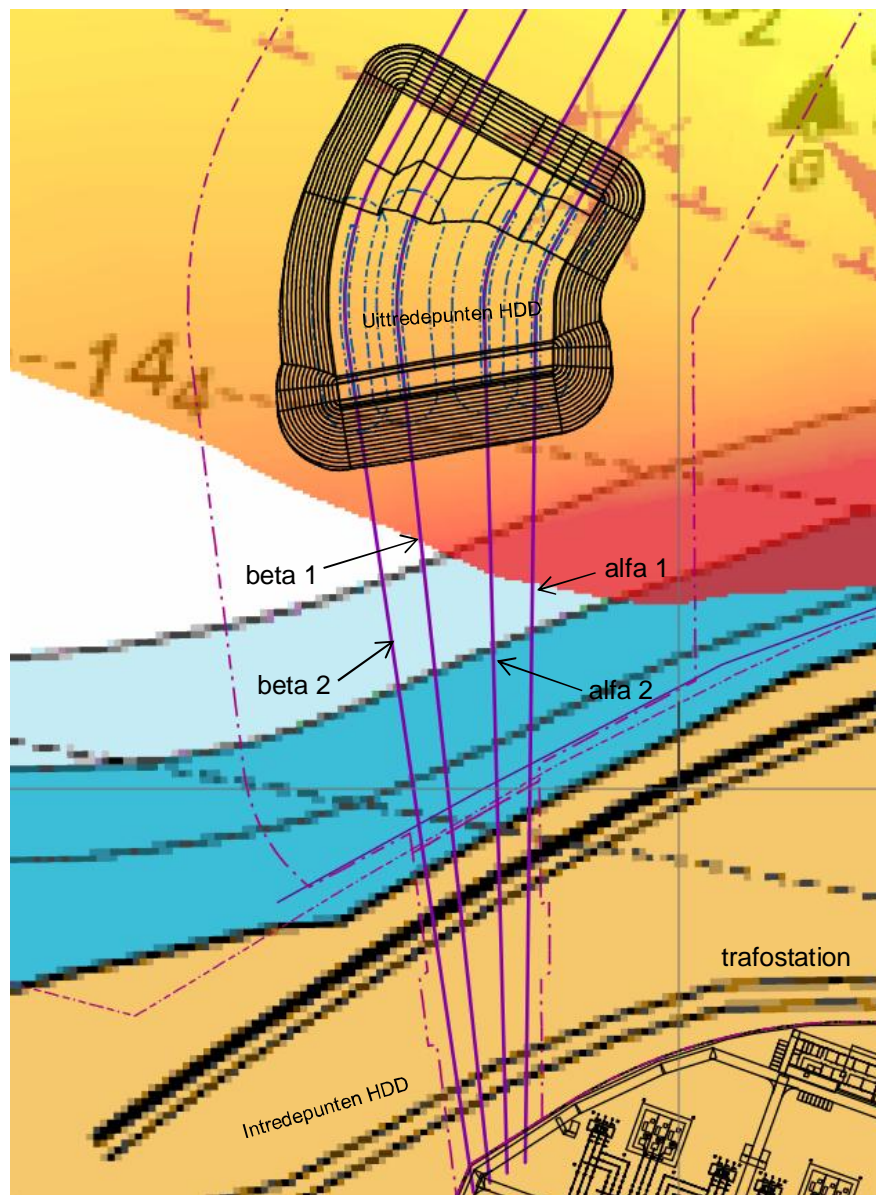
1 Inleiding

1.1 Geplande aanleg van de mantelbuizen

TenneT is van plan om 4 mantelbuizen (DN800-SDR11 [2]) voor elektriciteitskabels aan te leggen onder de zeewering van de Maasvlakte door middel van een viertal horizontaal gestuurde boringen (HDD's). Figuur 1.1 geeft het bovenaanzicht van de geplande boorlijnen weer. De intredepunten van de horizontaal gestuurde boringen bevinden zich achter de zeewering aan de landzijde op de Maasvlakte. De uittredepunten bevinden zich op de zeebodem van de Maasmond. Door de horizontaal gestuurde boringen wordt de aanlanding van de kabels van een windenergie park voor de Zuid Hollandse kust mogelijk. Er wordt zo een verbinding gerealiseerd met het station van TenneT aan de landzijde (zie Figuur 1.2)



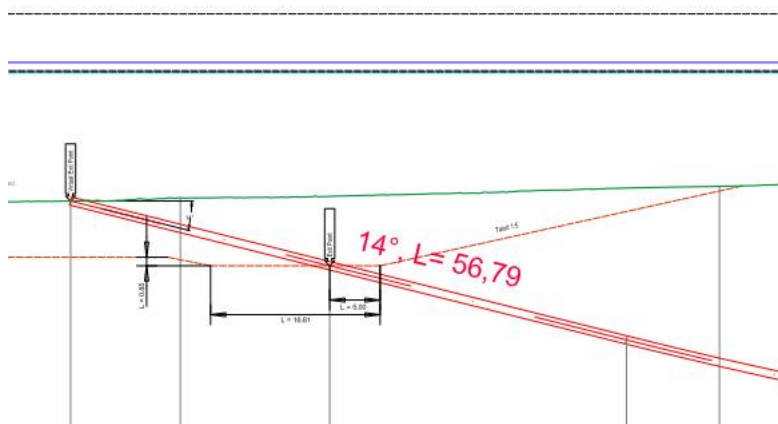
Figuur 1.1 Boven­aanzicht aanleg van 4 mantelbuizen: HDD alfa1, HDD alfa2, HDD beta 1 en HDD beta2 [2]



Figuur 1.2 De verbinding van de elektriciteitskabels van de Noordzee en het trafostation op de Maasvlakte [14].

Ten behoeve van het ontwerpen van de aanleg van de mantelbuizen door middel van een horizontaal gestuurde boring is een archiefonderzoek aan de grondonderzoekgegevens uitgevoerd. Het archiefonderzoek is in een Deltares rapporten 11202326-002-GEO-0002-r en 11202326-002-GEO-0005-r gerapporteerd. Het ontwerp van de aanleg van de mantelbuizen is door Deltares beschouwd en in rapport 11202326-000-GEO-0005-r beschreven.

Details van de ontvangst put waar de uittrede punten van de horizontaal gestuurde boringen zijn gelegen zijn te zien in de onderstaande figuur 1.3 [15]. Het diepste gedeelte van de te ontgraven ontvangstput is ongeveer 7 meter onder de zeebodem gelegen.



Figuur 1.3 Detail van de ontvangstput van horizontaal gestuurde boring alpha1 [15].

1.2 Effecten van de aanleg op de waterkering

Tijdens de aanleg van de mantelbuizen kan de stabiliteit van de zeewering mogelijk worden beïnvloed door de geplande werkzaamheden. De volgende werkzaamheden zijn voorzien:

- Het door middel van horizontaal gestuurd boren aanleggen van de leidingen die als mantelbuizen gaan fungeren voor kabels.
- Het ontgraven van de zeebodem om de aansluiting van de kabels uit de mantel buizen op de in een sleuf gelegde kabels onder de zeebodem mogelijk te maken.

Bij het boren zullen de invloed van de boorvloeistofdruk en het optreden van trillingen van de boorkop op de stabiliteit van de waterkering worden beschouwd. Bij het ontgraven van de zeebodem zal het effect van de graafwerkzaamheden op de stabiliteit van de vooroever van de waterkering worden beschouwd.

Met betrekking tot de stabiliteit van de zeewering zullen de relevante faalmechanismen worden beschouwd. Vanzelfsprekend zullen de binnenwaartse en buitenwaartse macro stabiliteit worden beschouwd. De boorvloeistofdruk die tijdens het boren wordt toegepast heeft effect op de beide faalmechanismen. Ook zal het faalmechanisme zettingsvloeiing worden beschouwd, omdat zowel het boren als de ontgraving van de zeebodem bij de aansluitingen een effect zou kunnen hebben op de stabiliteit van de vooroever van de waterkering. Bij het boren zijn zowel de trillingen door de boorkop en overige equipment als de verandering van de gronddruk rondom het boorgat van invloed voor het beschouwen van het faalmechanisme zettingsvloeiing.

Andere faalmechanismen zijn niet van toepassing bij de hierboven beschreven werkzaamheden. Het faalmechanisme piping is niet van toepassing omdat het hoogwater zowel aan de buitendijkse zijde van de zeewering als aan de binnendijkse zijde zal optreden. Het faalmechanisme hoogte is eveneens niet van toepassing. De hoogte wordt niet beïnvloed door het uitvoeren van de horizontaal gestuurde boringen. Alhoewel er door het indikken van de boorvloeistof in het boorgat rondom de mantelbuizen sprake zal zijn een volume afname is het effect hiervan aan het maaiveld verwaarloosbaar. Zowel uit theoretische beschouwingen als uit de praktijk blijkt dat de maaiveld zakkingen verwaarloosbaar zijn bij horizontaal gestuurde boringen met voldoende gronddekking conform de voorschriften bij kruisingen met waterkeringen in de NEN 3651.

2 Projectbeschrijving

2.1 Beschikbare gegevens

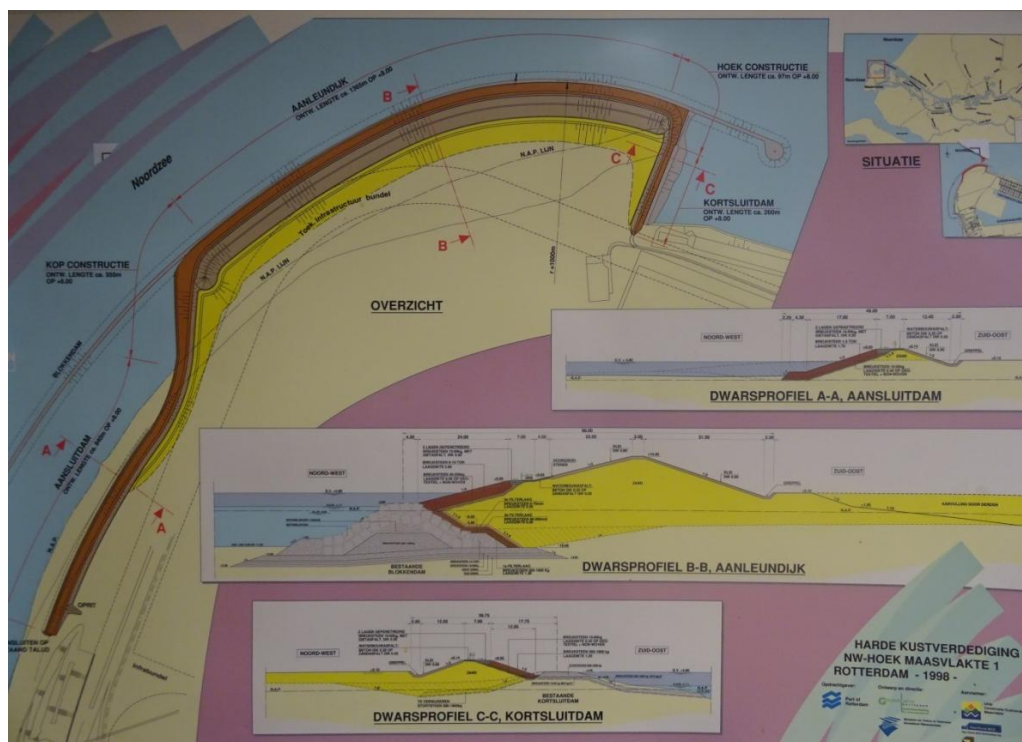
Door de opdrachtgever zijn de volgende gegevens ter beschikking gesteld:

- Bovenaanzicht en doorsnede van de zeewering [1].
- Tekening van de ontgraving ter plaatse van het uittredepunt van de boring [15]
- Excelfiles met de coördinaten van het huidige niveau van de zeebodem en de te ontgraven ontvangstput voor boorlijn alpha 1.

Door Deltares is ten behoeve van de aanbesteding een inventarisatie uitgevoerd van in het archief beschikbare grondonderzoek. Het archiefonderzoek is in Deltares rapporten 11202326-002-GEO-0002-r [11] en 11202326-002-GEO-0005-r [12] gerapporteerd. Het ontwerp van de aanleg van de mantelbuizen is door Deltares beschouwd en beschreven in rapport 11202326-000-GEO-0005-r [2]. De in de ontwerp-rapportage beschreven boorlijn wordt in de voorliggende rapportage als uitgangspunt gebruikt.

2.2 De zeewering

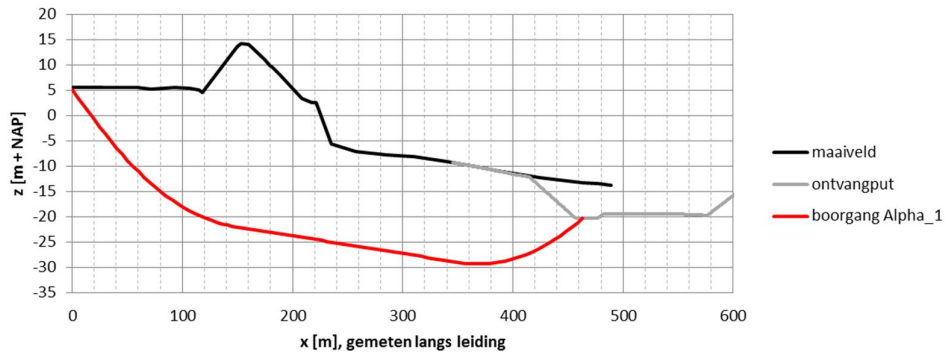
Figuur 2.1 laat de doorsnede van de zeewering zien. Het betreft een ontwerp doorsnede. De doorsnede van de zeewering B-B is gelegen ter plaatse van de geplande boorlijnen voor de aanleg van de mantelbuizen (zie Figuur 2.1).



Figuur 2.1 Dijkstrekking van de zeewering te Maasvlakte [1]

De boorlijn voor alpha 1 is vanwege de korte afstand tussen de ontvangstput en de zeewering het meest kritisch. Het profiel van de zeewering is weergegeven in Figuur 2.2. Deze figuur is ontleend aan [1] en [10] en is aangepast conform de recent beschikbaar gestelde

coördinaten van de ontvangstput en de zeebodem [16]. Zoals eerder is aangegeven is de boorlijn conform het ontwerp rapport 11202326-000-GEO-0005-r [2] in de schematisering meegenomen.



Figuur 2.2 Het lengte profiel van boring alpha 1

2.3 Wettelijk beoordelingsinstrumentarium

De Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 en in het bijzonder Bijlage III Sterkte en veiligheid [9] is van toepassing voor het beoordelen van de veiligheid tegen overstromen van de waterkering.

Er is gebruik gemaakt van de handreiking ontwerpen met overstromingskansen voor de veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskans-normen [5 en 7].

3 Faalmechanismen binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit

3.1 Relevante faalmechanismen en berekeningsscenario's

3.1.1 Relevante faalmechanismen

Bij het boren onder de waterkering zullen vooral bij de pilootboorfase hoge boorvloeistofdrukken optreden die een effect hebben op de temporele sterkte van de grond. Doordat de sterkte van de grond wordt beïnvloed dient de macrostabiliteit van de waterkering te worden beoordeeld. De relevante faalmechanismen voor de stabiliteit van de zeewering zijn stabiliteitsbinnentalud (STBI) en stabiliteitsbuitentalud (STBU) [7].

De helling van het onderwater talud van de vooroever ter plaatse van de 4 boorlijnen is beschouwd [16]. De verschillen in hellingshoek zijn gering en verwaarloosbaar. Aangezien de ontvangstput bij horizontaal gestuurde boring alpha 1 het dichtste bij de zeewering is gelegen is het lengteprofiel ter plaatse van de boorlijn alpha 1 gebruikt voor de beoordeling van de stabiliteit van de zeewering

3.1.2 Berekeningswijze

Aangezien vrijwel alle grondlagen in de ondergrond in en rondom de zeewering uit zand bestaan (zoals beschreven in [5] en weergegeven in Figuur 3.3) is een gedraineerd gedrag van de ondergrond te verwachten. Hierdoor is conform de Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen 2014 [5] een berekening volgens het Mohr-Coulomb model (MC) met de effectieve sterkteparameters (c' en ϕ') relevant [7].

De kleilaag van de formatie van Waalre en de kleilaag van de formatie van Kreftenheye zullen het kritische stabiliteitsglijvlak niet beïnvloeden aangezien deze lagen zich op grote diepte bevinden.

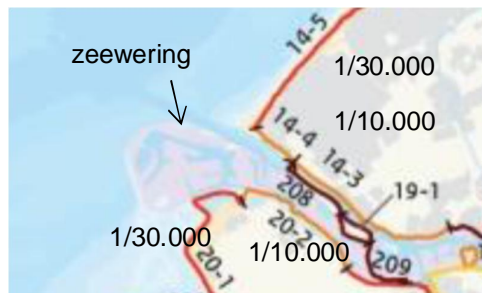
Vanzelfsprekend wordt alleen het effect van de boorvloeistofdruk beschouwd in de stabiliteit berekeningen. De ontgraving voor de aansluitingen bevindt zich op dusdanig grote afstand dat de faalmechanismen STBI en STBU hier geen invloed van ondervinden.

In eerste instantie worden de stabiliteitsberekeningen gemaakt voor maatgevende omstandigheden. Indien de waterkering niet aan de veiligheidseisen blijkt te voldoen zullen aanvullende berekeningen worden gemaakt voor omstandigheden zoals die zich tijdens de uitvoering van de horizontaal gestuurde boringen kunnen voordoen.

3.1.3 Veiligheidsnorm

Uit de informatie van Rijswaterstaat (RWS) [1] is gebleken dat de stabiliteit van de zeewering nog niet getoetst is volgens een veiligheidsnorm. Er is geen veiligheidsnorm toegekend aan de zeewering.

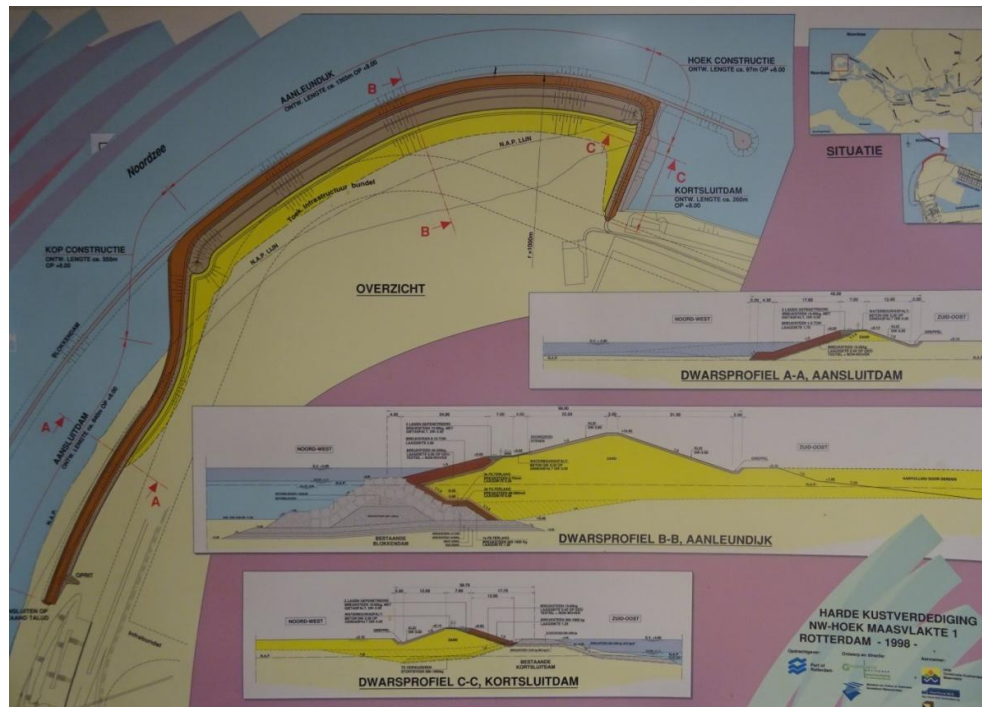
Voor het kunnen uitvoeren van een stabiliteitsanalyse dient de veiligheidsnorm van de zeewering eerst te worden bepaald. Door te vergelijken met de veiligheidsnormen van de naastgelegen primaire keringen van het dijktrajecten 14-5, 14-4, 20-1 en 20-2 (zie Figuur 3.1) is een veiligheidsnorm van 1/30.000 per jaar aangenomen voor de zeewering. Deze keuze is zeer conservatief omdat de veiligheidsnorm van de primaire kering achter de zeewering (dijktraject 20-1) 1/30.000 per jaar is.



Figuur 3.1 Veiligheidsnormen van de naastgelegen primaire keringen

3.1.4 Trajectlengte

Figuur 3.2 laat de dijkstrekking van de zeewering zien (getekend in bruin). De totale lengte van de zeewering is ca. 4,9 km. Deze lengte is als trajectlengte van de waterkering beschouwd.



Figuur 3.2 Dijkstrekking van de zeewering te Maasvlakte [1].

3.1.5 Schadefactor (γ_n) voor faalmechanisme STBI

De vereiste schadefactor voor de analyse van STBI van de zeewering is met de volgende gegevens berekend:

- Maximale toelaatbare faalkans van dijktraject = 1/30.000.
- Trajectlengte = 4,9 km.
- Met a van 0,033 en b van 50 m.
- Faalkansbegroting voor STBI = 4%.
- Kans voor falen gegeven instabiliteit (P_{fjins}) = 1.0.

Het lengte-effect (N) bedraagt 4,234 en de vereiste faalkans bedraagt 3.149×10^{-7} per jaar (betrouwbaarheidsindex van 4,98). Voor het berekeningsscenario MC bedraagt de schadefactor 1,13.

3.1.6 Schadefactor (γ_n) voor faalmechanisme STBU

De kans voor falen gegeven instabiliteit (P_{fins}) voor STBU is 0.1 [4]. De vereiste faalkans bedraagt $3,149 \times 10^{-6}$ per jaar (betrouwbaarheidsindex van 4,52). Voor het berekeningsscenario MC bedraagt de schadefactor 1,07.

3.1.7 Glijvlakmodel

Vanwege de niet-horizontale grondlagen is de stabiliteitsanalyse met twee glijvlakmodellen uitgevoerd: Bishop en Uplift-Van.

3.1.8 Verkeerbelasting

Voor de STBI analyse is geen verkeerbelasting meegenomen [5]. Voor de STBU analyse is een verkeerbelasting van $13,3 \text{ kN/m}^2$ over een breedte van 2,5m meegenomen [5].

3.1.9 Partiële factoren

3.1.9.1 Materiaalfactor (γ_m)

Voor berekeningsscenario MC gelden de volgende materiaalfactoren (zie Tabel 3.1). Voor de leemlaag is de materiaalfactor van kleilaag overgenomen. Voor een ondergrond die uit zand en klei bestaat en met c' hoger dan 0 kPa, zijn de materiaalfactoren voor klei toegepast.

Tabel 3.1 Materiaalfactor voor berekeningsscenario MC [4]

Grondsoort	Volumegewicht	c'	$\tan \phi'$
Zand	1	1	1,2
Klei	1	1,25	1,2

3.1.9.2 Modelfactor (γ_d)

Voor de analyse met een glijvlakmodel van Bishop geldt een modelfactor, conform handreiking ontwerpen met overstromingskansen [5], van 1 (zonder opbarsten) voor berekeningsscenario MC.

Voor de analyse met een glijvlakmodel van Uplift-Van geldt een modelfactor, conform handreiking ontwerpen met overstromingskansen [5], van 0,95 (zonder opbarsten) voor berekeningsscenario MC.

3.1.9.3 Schematiseringsfactor (γ_b)

De schematiseringsfactor dient tussen 1,0 en 1,3 te bedragen (conform handreiking ontwerpen met overstromingskansen [5]). Een conservatieve schematiseringsfactor van 1,3 is gekozen.

3.1.10 Minimale veiligheidsfactor

Met de minimale schadefactor berekend in paragraaf 3.1.5 en 3.1.6 en met de partiële factoren vastgesteld in paragraaf 3.1.9 is de minimale veiligheidsfactor ($\gamma_n \times \gamma_d \times \gamma_b$) hieronder bepaald.

3.1.10.1 Faalmechanisme STBI

Voor berekeningsscenario MC bedraagt de minimale veiligheidsfactor 1,47 (1,13 x 1 x 1,3) voor de berekening met een Bishop glijvlak en 1,4 (1,13 x 0,95 x 1,3) voor de berekening met een Uplift-Van glijvlak.

3.1.10.2 Faalmechanisme STBU

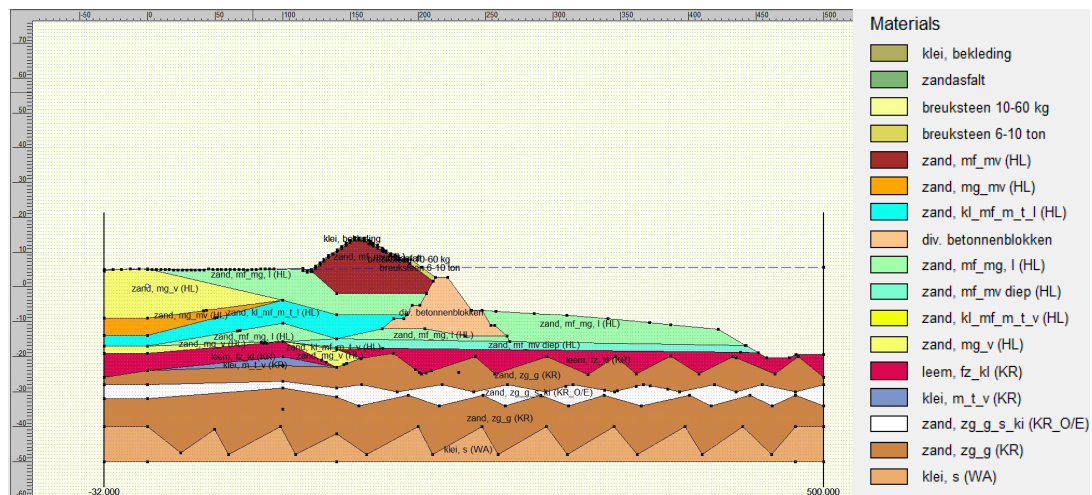
Voor berekeningsscenario MC bedraagt de minimale veiligheidsfactor 1,39 (1,07 x 1 x 1,3) voor de berekening met een Bishop glijvlak n 1,32 (1,07 x 0,95 x 1,3) voor de berekening met een Uplift-Van glijvlak.

3.2 Doorsnede voor de stabiliteitsanalyse

3.2.1 Schematisering van de doorsnede

De doorsnede van de zeewering is weergegeven in Figuur 3.3. De doorsnede is ontleend aan de beschikbare gegevens.

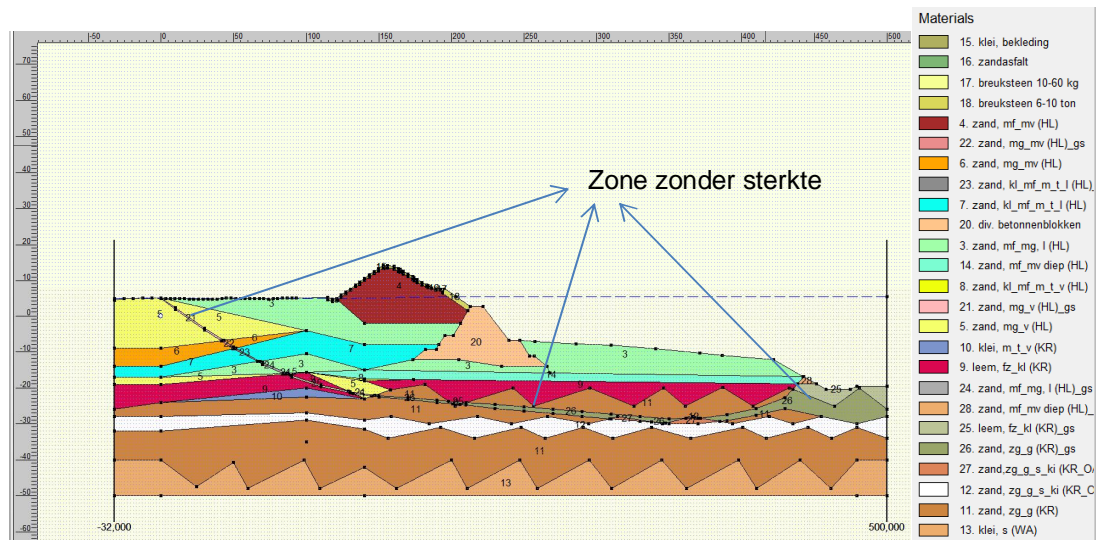
De schematisatie van de grondlagen is overgenomen uit [2] en de ligging van het maaiveld en de zeebodem uit Figuur 2.2. De doorsnede is gebaseerd op de gegevens voor de boorlijn alfa 1.



Figuur 3.3 Doorsnede voor de stabiliteitsanalyse zonder de invloed van de boorvloeiستفدرك)

3.2.2 Met invloed van boorvloeiستفدرك

Figuur 3.4 laat de doorsnede met de invloed van de maatgevende boorvloeiستفدرك tijdens de pilotfase van de horizontaal gestuurde boring zien. Door deze boorvloeiستفدرك ontstaat een plastische straal rondom het boorgat. De grond binnen deze straal gedraagt zich plastisch en heeft tijdens het boren geen sterkte. De maatgevende boorvloeiستفدرك is de benodigde boorvloeiستفدرك om de geboorde grond terug te transporteren langs de annulaire ruimte van het boorgat naar het intredepunt op de Maasvlakte. De maatgevende (grootste) boorvloeiستفدرك wordt door pilotfase gegenereerd. Bij het ruimen en intrekken zijn de boorvloeiستفدركken lager dan bij de pilotfase.



Figuur 3.4 Doorsnede voor de stabiliteitsanalyse met de invloed van de boorvloeistdruk

3.3 Grondsterkteparameters

De lage karakteristieke waarden van de gedraineerde grondsterkteparameters voor berekeningsscenario MC zijn van uit het ontwerprapport 11202326-000-GEO-0005-r [2] overgenomen. Deze waarden zijn op NEN 9997-1:2016 tabel 2 gebaseerd en in Tabel 3.5 gegeven. De laagnaam in de eerste kolom van Tabel 3.2 is aan de doorsnede weergegeven in Figuur 3.3 gekoppeld. De sterkteparameters van het zandafalt zijn van [6] overgenomen.

Tabel 3.2 Karakteristieke waarden van grondsterkteparameters van de grondlagen

Laagnaam	γ [kN/m ³]	γ_{vz} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
klei, bekleding	17	17	5	17,5
zandafalt	16,5	16,5	0	36,8
breuksteen 10-60 kg	18	20	0	35
breuksteen 6-10 ton	19	21	0	37,5
zand, mf_mv (HL)	18	19	0	32,5
zand, mg_mv (HL)	18	20	0	32,5
zand, kl_mf_m_t_l (HL)	16	17	5	30
div. betonnen blokken	19	21	0	37,5
zand, mf_mg, l (HL)	18	19	0	30
zand, mf_mv diep (HL)	18	19	0	32,5
zand, kl_mf_m_t_v (HL)	17	18	5	35
zand, mg_v (HL)	19	21	0	35
leem, fz_kl (KR)	18	18	5	25
klei, m_t_v (KR)	16	16	5	22,5
zand, zg_g_s_ki (KR_O/E)	19	21	0	35
zand, zg_g (KR)	19	21	0	37,5

Beschrijving van de afkortingen:

mf = matig fijn; mv = matig vast; mg = matig grof; zg = zeer grof, g = grof

m_t_l = matig tot los; l = los; m_t_v = matig tot vast

kl = kleilaagjes; s = siltig; ki = kleiinsluitingen

HL = Holocene; KR = Formatie van Krefenheye

KR_O/E = Formatie van Krefenheye laag van Ockenburg; WA = Formatie van Waalre

De rekenwaarden van de grondsterkte parameters voor berekeningsscenario MC zijn in Tabel 3.3 gegeven. De materiaalfactor is terug te vinden in Tabel 3.1.

Tabel 3.3 Rekenwaarden van grondsterkteparameters van de grondlagen

Laagnaam	γ [kN/m ³]	γ_{vz} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
klei, bekleding	17	17	4	14,7
zandasfalt	16,5	16,5	0	31,9
breuksteen 10-60 kg	18	20	0	30,3
breuksteen 6-10 ton	19	20	0	32,6
zand, mf_mv (HL)	18	19	0	28
zand, mg_mv (HL)	18	20	0	28
zand, kl_mf_m_t_l (HL)	16	17	4	25,7
div. betonnen blokken	19	20	0	32,6
zand, mf_mg, l (HL)	18	19	0	25,7
zand, mf_mv diep (HL)	18	19	0	28
zand, kl_mf_m_t_v (HL)	17	18	4	30,3
zand, mg_v (HL)	19	20	0	30,3
leem, fz_kl (KR)	18	18	4	21,2
klei, m_t_v (KR)	16	16	4	19
zand, zg_g_s_ki (KR_O/E)	19	21	0	30,3
zand, zg_g (KR)	19	21	0	32,6

3.4 Geohydrologie

3.4.1 Hoogwaterstand

Het faalmechanisme macrostabiliteitsbinnentalud (STBI) is tijdens de maatgevende hoogwaterstand geanalyseerd. De maatgevende hoogwaterstand is uit de hoogwaterstandstatistiek afgeleid. De hoogwaterstandstatistiek is met Hydra-NL 2.4.1 berekend op een punt ten noorden van de zeewering (zie het gele punt in Figuur 3.5). De berekening is uitgevoerd met de database van WBI 2017: WBI2017_Hollandse_Kust_Zuid_14-5_14-6_14-8_211_214_218_25-1_v03.sqlite). Hydra-NL heeft als input de statistiek van de lokale waterstanden in Hoek van Holland, Den Helder en IJmuiden, waartussen geïnterpoleerd wordt. De coördinaten in RD van het uitvoerpunt (gele punt, zie Figuur 3.6) zijn: X = 62771 m, Y = 445599 m. De berekende hoogwaterstandstatistiek is in Tabel 3.4 gegeven.



Figuur 3.5 Het hydrapunt (het gele punt) ten noorden van de zeewering waarvan de hoogwaterstandstatistiek is berekend

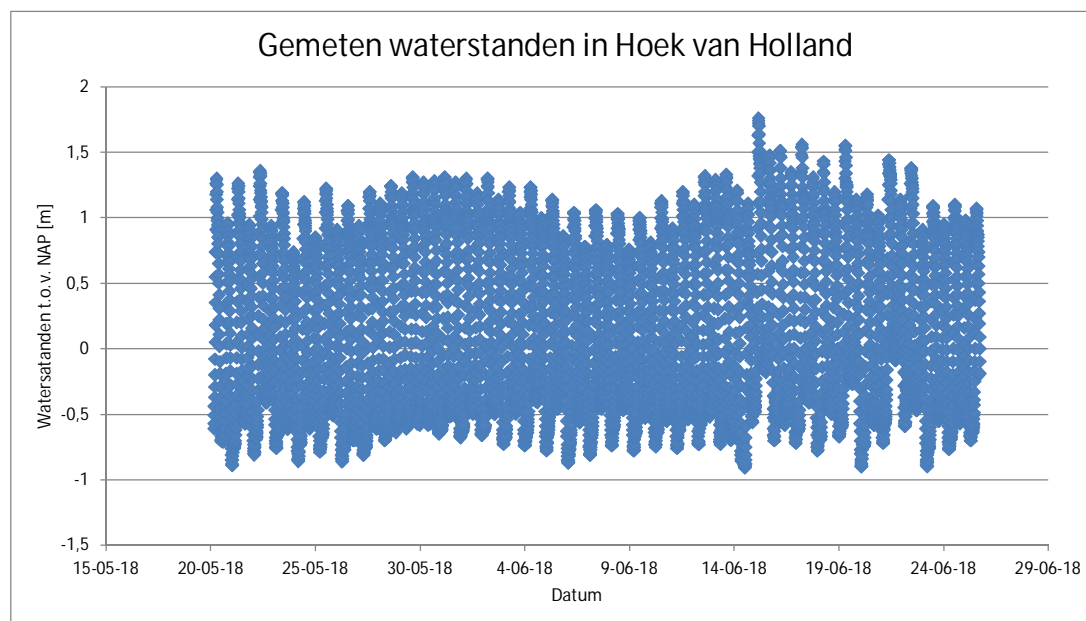
Tabel 3.4 Berekende hoogwaterstandstatistiek

Hoogwaterstand [NAP]	Frequentie [keer/jaar]
3,029	1/10
3,328	1/30
3,661	1/100
3,974	1/300
4,326	1/1000
4,661	1/3000
5,041	1/10000
5,404	1/30000
5,816	1/100000

3.4.2 Laagwaterstand

Het faalmechanisme macrostabiliteitsbuitentalud (STBU) wordt voor een maatgevende situatie met een lage buitenwaterstand en een hevige neerslag geanalyseerd (conservatief).

Voor een beschouwing van de lage buitenwaterstand voor de zeezijde van de zeewering is gebruik gemaakt van de meetgegevens van de locatie Hoek van Holland. De gemeten waterstand in Hoek van Holland in de periode van 10 mei 2018 t/m 25 juni 2018 is in Figuur 3.6 weergegeven. Deze informatie is op <https://waterberichtgeving.rws.nl/water-en-weer/metingen> voor locatie "Hoek van Holland" opgevraagd. De laagste gemeten waterstand in die periode is NAP-0,91m. De gemiddelde waterstand bedraagt NAP+0,05m.



Figuur 3.6 Gemeten waterstanden in Hoek van Holland in de periode van 10 mei 2018 t/m 25 juni 2018 (bron: <https://waterberichtgeving.rws.nl/water-en-weer/metingen>)

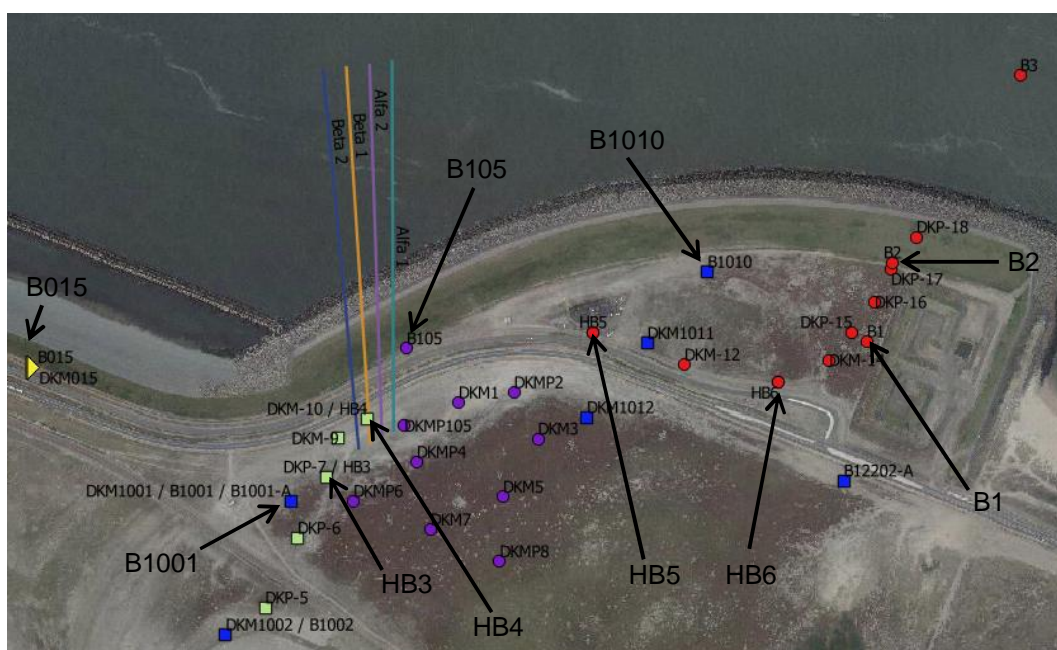
3.4.3 Freatische grondwaterstand

Er zijn freatische grondwaterstanden in peilbuizen en in boorgaten bij boringen aan de landzijde van de zeewering gemeten. Tabel 3.5 geeft een overzicht van de metingen de verticale grondboringen nabij de geplande horizontaal gestuurde boringen. De maximale freatische grondwaterstand bedraagt NAP+2,5m (bij HB-3). De freatische grondwaterstand

wordt niet direct bepaald door de waterstand op zee. Figuur 3.7 toont de locatie van de boringen.

Tabel 3.5 Gemeten freatische grondwaterstand in de landzijde van de zeewering [2]

Boringen	Bovenkant [m-NAP]	Freatische grondwaterstand [m-NAP]	Meetjaar
B2	+5,13	+0,75	2011
B1	+5,31	+0,8	2011
HB5	+4,62	+2,5	2011
HB6	+4,99	+1	2011
B015	+5,33	+0,2	2013
HB4	+4,82	+2,2	2011
HB3	+4,96	+2,5	2011
B1010	+4,96	+0,14	2016
B1001	+4,86	+1,56	2016
B105	+5,33	+0,6	2017



Figuur 3.7 Locatie van HB3, HB4, HB5, HB6, B1, B2, B1001, B1010, B015 en B105 [11 en 12]

3.4.4 Stijghoogte in de eerste watervoerende laag

De stijghoogte in de eerste watervoerende laag (Formatie van Kreftenheye) is in meerdere peilbuizen bij boringen aan de landzijde van de zeewering gemeten (zie Tabel 3.6). De locatie van de boringen zijn te vinden in Figuur 3.7. Aan de hand van deze metingen kan worden geconcludeerd dat de stijghoogte in de eerste watervoerende laag onder de freatische grondwaterstand ligt. De stijghoogte in de eerste watervoerende laag wordt voor een groot deel veroorzaakt door de buitenwaterstand op zee. Er is geen sprake van een opwaartse grondwaterstroming.

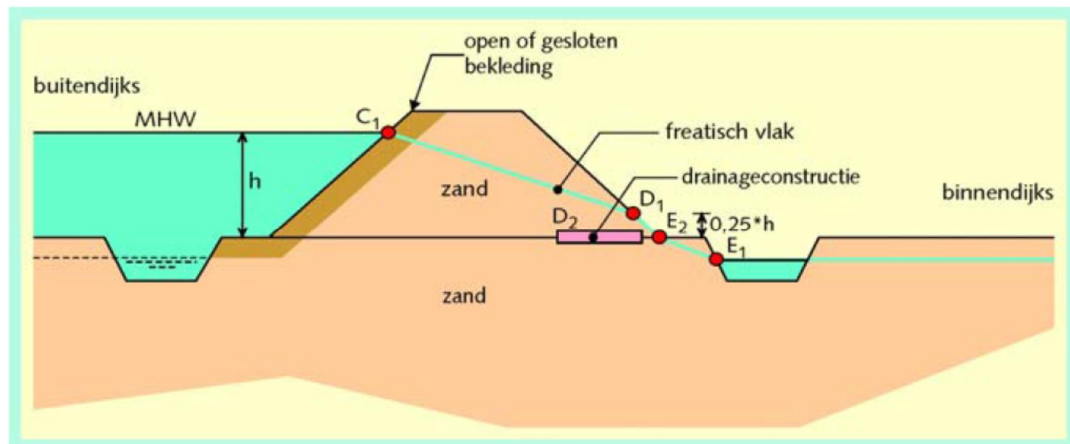
Tabel 3.6 Gemeten maximale stijghoogte in de eerste watervoerende laag [2]

Boringen	Bovenkant [m-NAP]	Stijghoogte in de 1 ^e watervoerende laag [m-NAP]	Meetjaar
B2	+5,13	+1,0	2011
B1	+5,31	+0,2	2011
B1010	+4,96	+0,06	2016
B1001	+4,86	+0,56	2016

3.4.5 Schematisering van freatische waterstand en waterspanning in dijklichaam

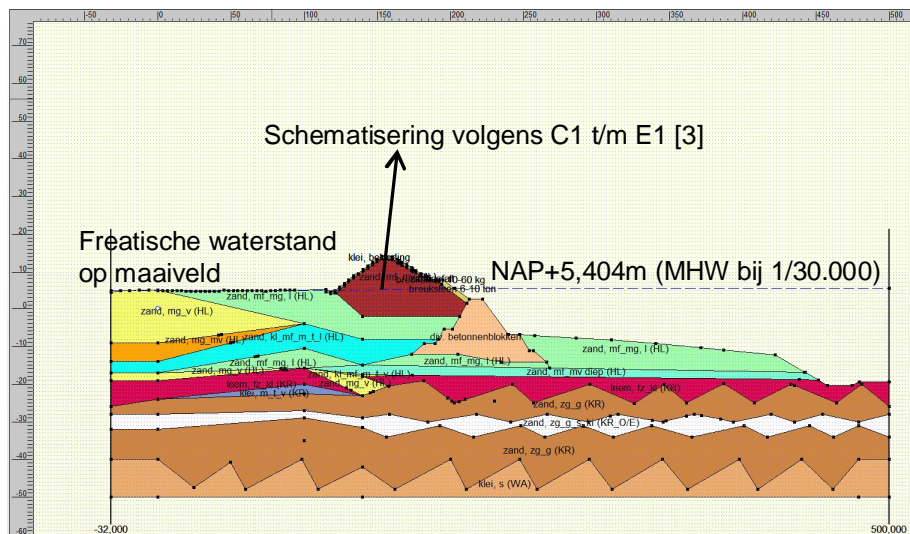
3.4.5.1 Faalmechanisme SBTI

Voor het schematiseren de freatische waterstand en waterspanning in dijklichaam ten behoeve van de analyse van de STBI van de zeewering is een standaard schematisering voor een zanddijk op een zandondergrond toegepast (zie Figuur 3.8). Indringingslengte is voor dit geval niet van toepassing. Opbarsten in het achterland treedt ook niet op. Aangezien het hoogwater ook aan de binnendijkse zijde kan optreden is voor de schematisering op conservatieve wijze uitgegaan van een grondwaterstand aan het maaiveld.



Figuur 3.8 Schematisering van freatische waterstand en waterspanning in dijklichaam voor een geval van een zanddijk op een zandondergrond [3]

Figuur 3.9 laat de schematisering van de waterstand in de beschouwde doorsnede zien voor de stabiliteit analyse STBI. Hieronder is alleen de doorsnede zonder de invloed van de boorvloeistofdruk weergegeven.



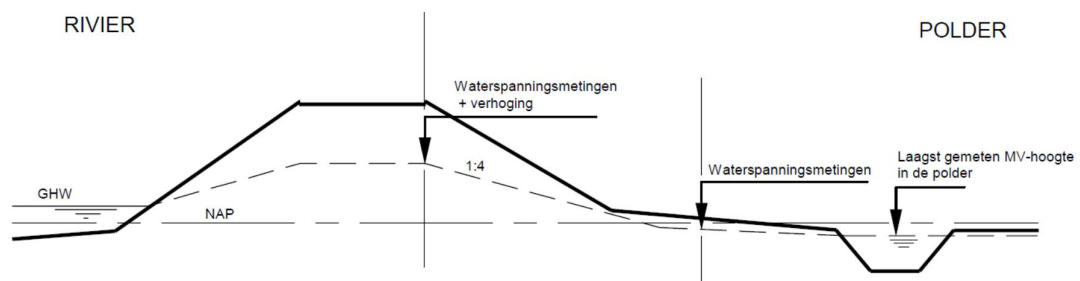
Figuur 3.9 Schematisering van de waterstand in de doorsnede voor de stabiliteitsberekening STBI

3.4.5.2 Faalmechanisme STBU

In de STBU analyse is de situatie met de laagste waterstand aan de buitenkant van de waterkering en hevige neerslag op het dijklichaam maatgevend. De freatische waterstand in het achterland is in dat geval gelijk aan het maaiveld. De laagste waterstand bedraagt NAP-0,91m (zie hoofdstuk 3.4.2).

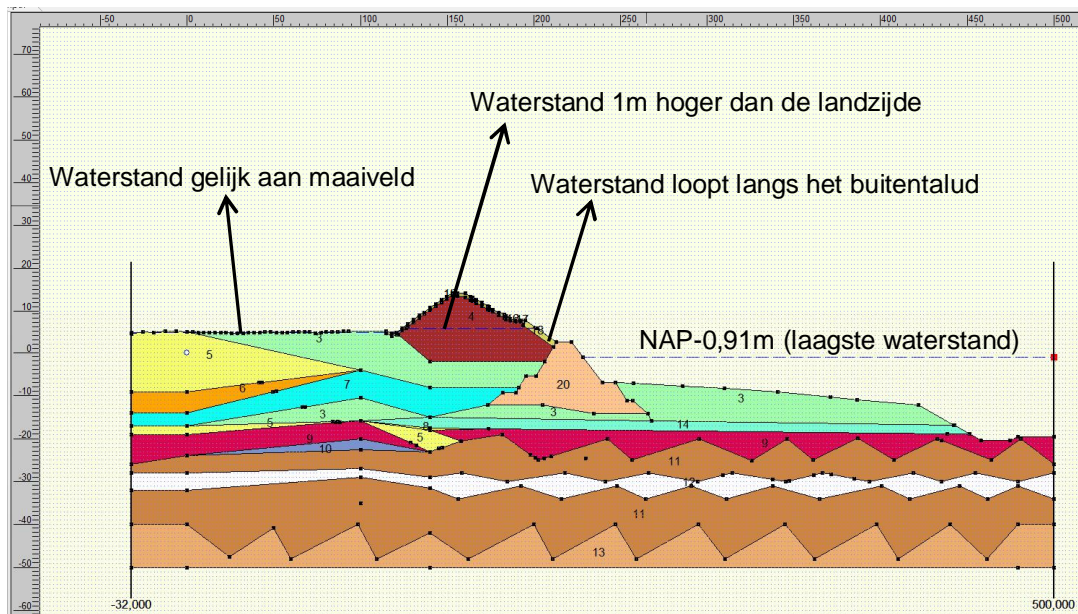
De invloed van hevige neerslag is verschillend per type dijk. De toename van de freatische waterstand in het dijklichaam tijdens hevige neerslag ten opzichte van de freatische waterstand onder een normale omstandigheid is tussen 0,3 m en 1,0 m [3]. Voor de SBTU stabiliteit analyse is in dit geval uitgegaan van een 1 m stijging van de freatische grondwaterstand in de dijk (conservatief).

Voor de freatische waterstand tussen de buitenkruin en het achterland is de volgende schematisering gevolgd (Figuur 3.10). Tussen de buitenkruin en de buitenteen loopt de freatische waterstand tot het buitentalud en langs het buitentalud tot het de laagste buitenwaterstand.



Figuur 3.10 Schematisering van freatische waterstand en waterspanning in dijklichaam in een situatie met een hevige neerslag [3]

Figuur 3.11 laat de schematisering van de waterstand in de beschouwde doorsnede zien voor de STBU analyse. Hieronder is alleen de doorsnede zonder de invloed van het effect van de boorvloeiendruk weergegeven.



Figuur 3.11 Schematisering van de waterstand in de doorsnede voor de stabiliteitsberekening STBU

4 Resultaten van de stabiliteitsanalyses

De stabiliteitsanalyses zijn uitgevoerd met en zonder de invloed van de boorvloestofdruk met behulp van programma D-Geo Stability v.18.1. De stabiliteitsberekeningen zijn in dit hoofdstuk beschreven.

4.1 Zonder invloed van boorvloestofdruk (initiële situatie)

De berekende veiligheidsfactoren (FS_{reken}) van de situatie zonder de invloed van de boorvloestofdruk zijn in Tabel 4.1 gegeven (voor STBI en SBTU faalmechanismen en voor Bishop en Uplift-Van glijvlakmodellen). De berekende veiligheidsfactoren zijn met de minimale vereiste veiligheidsfactoren (FS_{min}) vergeleken. De figuren met het maatgevende glijvlak zijn te vinden in Bijlage A.

Tabel 4.1 Berekende veiligheidsfactor zonder de invloed van de boorvloestofdruk

Faalmechanisme	Berekeningsscenario	Glijvlakmodel	FS_{reken} [-]	FS_{min} [-]
STBI	MC	Bishop	1,65	1,47
		Uplift-Van	1,56	1,4
STBU	MC	Bishop	1,57	1,39
		Uplift-Van	1,66	1,32

De berekende veiligheidsfactoren voor de faalmechanismen STBI en STBU zijn hoger dan de minimale vereiste veiligheidsfactoren.

4.2 Met invloed van boorvloestofdruk

De berekende veiligheidsfactoren (FS_{reken}) van de situatie met de invloed van de boorvloestofdruk zijn in Tabel 4.2 gegeven (voor STBI en SBTU faalmechanismen en voor Bishop en Uplift-Van glijvlakmodellen). De berekende veiligheidsfactoren zijn met de minimale vereiste veiligheidsfactoren (FS_{min}) vergeleken. De figuren met het maatgevende glijvlak zijn te vinden in Bijlage B.

Tabel 4.2 Berekende veiligheidsfactor met de invloed van de boorvloestofdruk

Faalmechanisme	Berekeningsscenario	Glijvlakmodel	FS_{reken} [-]	FS_{min} [-]
STBI	MC	Bishop	1,65	1,47
		Uplift-Van	1,56	1,4
STBU	MC	Bishop	1,45	1,39
		Uplift-Van	1,65	1,32

De zone in de grond zonder sterkte tijdens het horizontaal gestuurd boren door de boorvloestofdruk heeft geen invloed op de berekende veiligheidsfactoren voor het faalmechanisme STBI. Het boorgat bevindt zich op grote afstand en diep onder de waterkering. Door de geringe afstand vanaf het intrede punt van de HDD is de plastische zone gering. De glijcirkels worden niet beïnvloed door de plastische zone. Beïnvloeding treedt op bij een ondiepere dichter bij gelegen ligging van de boorlijn. Een diepere ligging van de boorlijn is niet van invloed op de berekende glijcirkels.

Bij STBU analyse is door de invloed van de boorvloeistofdruk de waarde van de veiligheidsfactor afgenomen. Een deel van het kritische glijvlak snijdt de zone zonder sterkte door. De berekende veiligheidsfactoren zijn nog steeds hoger dan de minimale vereiste veiligheidsfactoren voor beide glijvlakmodellen.

Het boorgat bevindt zich diep onder de waterkering. De glijcirkels worden enigszins beïnvloed door de plastische zone. Bij een ondiepere gelegen ligging van de boorlijn is de invloed groter. Bij een diepere ligging van de boorlijn is de invloed op de berekende glijcirkels kleiner dan hier berekend (uitgaande van een gelijkblijvend intrede punt zodat de omvang van de plastische zone niet veranderd).

4.3 Conclusie

De berekeningen zijn gemaakt voor maatgevende omstandigheden die tijdens het boren niet voor zullen komen. Bovendien is er uitgegaan van een 2D analyse, terwijl het boorgat een sterk 3 dimensionaal effect heeft. Dit betekent dat als de stabiliteit in de berekeningen voldoende is, de stabiliteit zeker voldoende is en een nadere analyse niet nodig is.

De zone zonder sterkte (de plastische straal) die ontstaat door de boorvloeistofdruk tijdens het boren reduceert de veiligheidsfactor van de zeewering bij het faalmechanisme STBI niet. De boorvloeistofdruk heeft dus geen invloed op het faalmechanisme STBI. De berekende veiligheidsfactoren voor het faalmechanisme STBI zijn hoger dan de minimale vereiste veiligheidsfactoren.

De zone zonder sterkte (de plastische straal) die ontstaat door de boorvloeistofdruk tijdens het boren reduceert de veiligheidsfactor van de zeewering bij het faalmechanisme STBU enigszins. Deze gereduceerde veiligheidsfactoren zijn nog steeds hoger dan de minimale vereiste veiligheidsfactoren.

Er is dus geen risico op instabiliteit te verwachten tijdens het horizontaal gestuurd boren. De berekeningen zijn gemaakt voor maatgevende omstandigheden, die tijdens het boren niet voor zullen komen.

De beoordeling is uitgevoerd voor de ligging van de boorlijn zoals beschreven in het rapport over de beschouwing van het ontwerp[2]. Bij een keuze voor een diepere ligging van de boorlijn in het definitief ontwerp zijn er eveneens geen risico's zijn voor instabiliteit van de zeewering door de werkzaamheden voor kabel aanleg. Voorwaarde hierbij is dat de ligging van het intrede punt ongewijzigd blijft en dat de gekozen diepere ligging van de boorlijn geen additionele risico's introduceert.

5 Faalmechanisme zettingsvloeiing

5.1 Algemeen

In hoofdstuk 5 en 6 wordt het faalmechanisme verweking/zettingsvloeiing tijdens de aanleg van de mantelbuizen door horizontaal gestuurd boren beschreven. In hoofdstuk 5 worden de uitgangspunten beschreven en in hoofdstuk 6 worden resultaten van de analyses beschreven. Het faalmechanisme zettingsvloeiing zou mogelijk een gevaar kunnen vormen voor de stabiliteit van de zeewering van Maasvlakte II en dient daarom te worden beoordeeld.

Het faalmechanisme zettingsvloeiing dient te worden beschouwd, omdat zowel het boren als de ontgraving van de zeebodem bij de aansluitingen een effect zouden kunnen hebben op de stabiliteit van de vooroever van de waterkering. Bij het boren zijn zowel de trillingen door de boorkop en overige equipment als de verandering van de gronddruk rondom het boorgat van invloed voor het beschouwen van het faalmechanisme zettingsvloeiing.

Voor het beoordelen van het mechanisme zettingsvloeiing zal in eerste instantie worden beschouwd of de aanwezige granulaire grondlagen (zoals zand, grind en silt) verwekingsgevoelig zijn. Cohesieve grondlagen zijn niet gevoelig voor verweking. Als blijkt dat de grondlagen niet gevoelig zijn voor verweking is geen verdere analyse nodig. Indien de grondlagen verwekingsgevoelig zijn worden de verweking gerelateerde belastingen in beeld gebracht:

1. Berekening van het te verwachten trillingsniveau bij uitvoering van de boring. Inclusief beschouwing van de dempingseffecten (schuifrekamplitude).
2. Berekening van de vervorming in de grond door het maken van het boorgat (schuifrekamplitude).
3. Beschouwing van de ontspanning in de grond door ontgraving ter plaatse van het uittrede punt.

Aan de hand van de belastingen kan worden geconcludeerd of er een initiatie van verweking mogelijk zou kunnen zijn, die zou kunnen leiden tot het optreden van zettingsvloeiing. Indien een initiatie mogelijk is zal aan de hand van een geometrische toets conform de 'Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid' [9] worden vastgesteld of er gevolgen voor de stabiliteit van de waterkering zijn te verwachten. Indien niet kan worden vastgesteld of de stabiliteit van de waterkering voldoende is zal nader onderzoek worden aanbevolen.

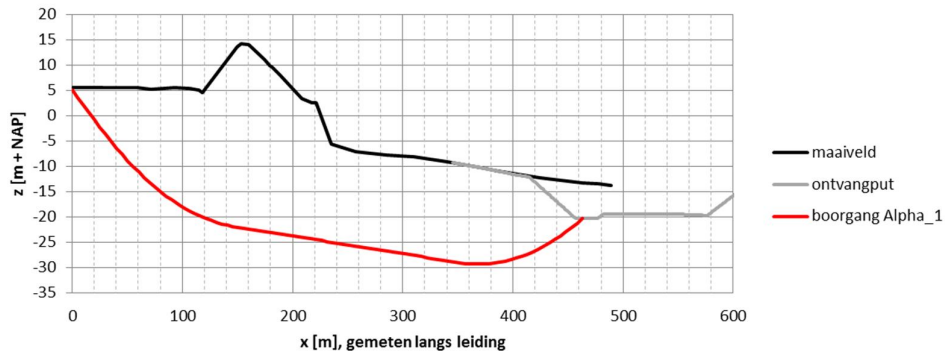
Van de vier leidingen is bij leiding Alpha_01 de afstand tussen dijk en ontvangput het kleinste. Daarmee is deze situatie maatgevend voor de beoordeling van het risico van een zettingsvloeiing.

5.2 Boorlijn van de horizontaal gestuurde boring

Het tracé (bovenaanzicht) van de boring is aangegeven in Figuur 1.1. De diepteligging van de boorlijn en het maaiveld en de onderwaterbodem zijn weergegeven in onderstaande Figuur 5.1

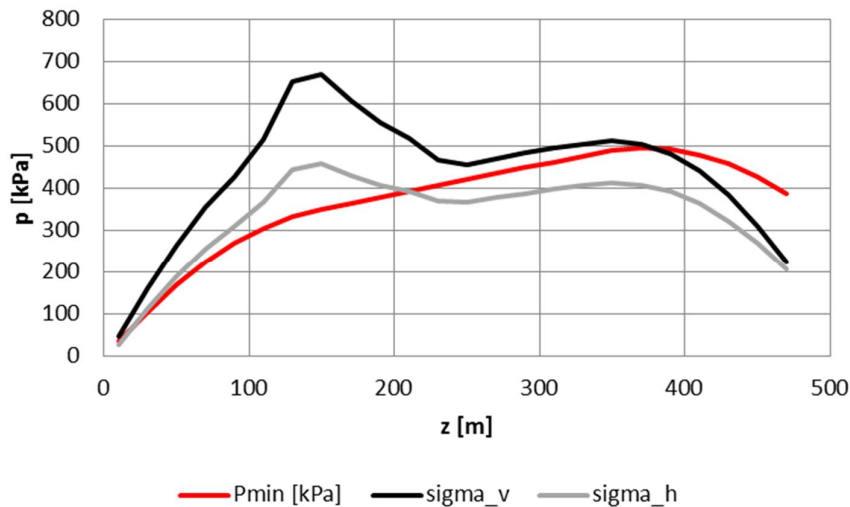
Vanwege de grotere gronddekking boven het boorgat aan de landzijde van de boring en de relatief geringe gronddekking aan de zeezijde wordt voor de beoordeling van het faalmechanisme zettingsvloeiing onderscheid gemaakt in twee maatgevende situaties:

- Landzijde.
- Zeezijde.



Figuur 5.1 Diepteligging HDD

De hoogste boorvloeiستفدرك wordt toegepast tijdens de pilotboring. Deze boorvloeiستفدرك is in Figuur 5.2 weergegeven en in [2] beschreven. Hierin is tevens het verloop van de horizontale en verticale grondspanning weergegeven. Voor het bepalen van de horizontale gronddruk is uitgegaan van $K_0 = 0,5$.



Figuur 5.2 Boorvloeiستفدرك tijdens boren HDD

Voor de diameter van de boorgang worden conform het ontwerp rapport[2] de volgende waarden gehanteerd:

- Pilotboring: $D = 14\frac{3}{4}'' = 0,375$ m.
- Intrekken: $D = 44'' = 1,12$ m.

5.3 Geometrie uittredepunt

Volgens de beschikbare gegevens [15] wordt ter plaatse van het uittredepunt een lokale ontgraving van 7 m met taluds van 1:5 toegepast. Het diepste ontgravingsniveau ter plaatse de ontvangst put bij het uittredepunt ligt op NAP-20,3 m.

5.4 Relevante gegevens ondergrond

Het beschikbare grondonderzoek ter plaatse van de boorlijnen is beschreven in [11]. Voor het beoordelen van de gevolgen van de aanleg van de mantelbuizen op het faalmechanisme zettingsvloeiing zijn de volgende relevante gegevens (sonderingen) gebruikt:

- Landzijde
 - DKMP105.
 - DKM015.
- Zeezijde
 - HDD_Exit_CPT02.
 - HDD_Exit_CPT01.

6 Resultaten zettingsvloeiing

6.1 Beoordeling verwekingsgevoeligheid

De verwekingsgevoeligheid van de ondergrond wordt in eerste instantie bepaald door de (relatieve) dichtheid en de state parameter. De state parameter geeft het verschil tussen het aanwezige poriëngetal (e) van het zand en het poriëngetal van het zand in critical state. De laatste is weer een functie van het aanwezige spanningsniveau.

$$\psi = e - e_{crit}$$

Met:

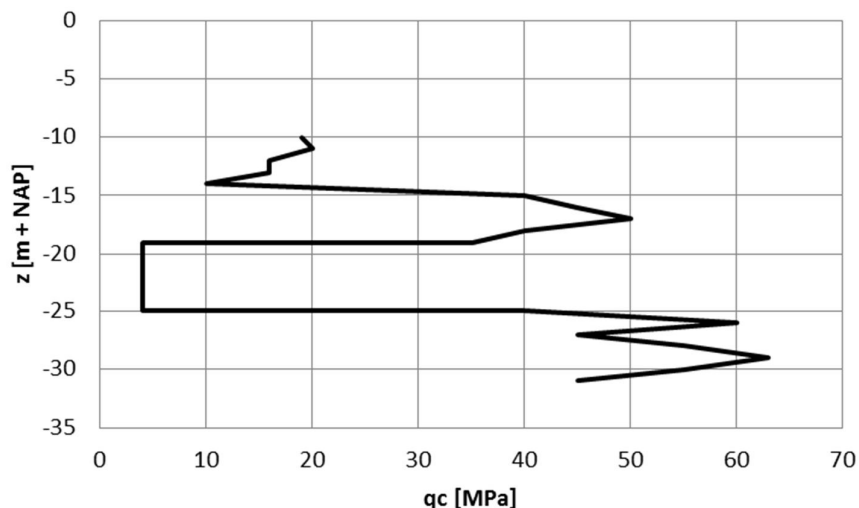
- e = poriëngetal (-).
- e_{crit} = poriëngetal van het zand in critical state (-).
- ψ = state parameter (-).

Een negatieve waarde van de state parameter onder $-0,05$ betekent dat het zand zal dilateren bij schuifvormingen [13]. Bij een grotere waarde dan $-0,05$ is verdichting mogelijk en bestaat de kans op verweken en kan dus zettingsvloeiing optreden.

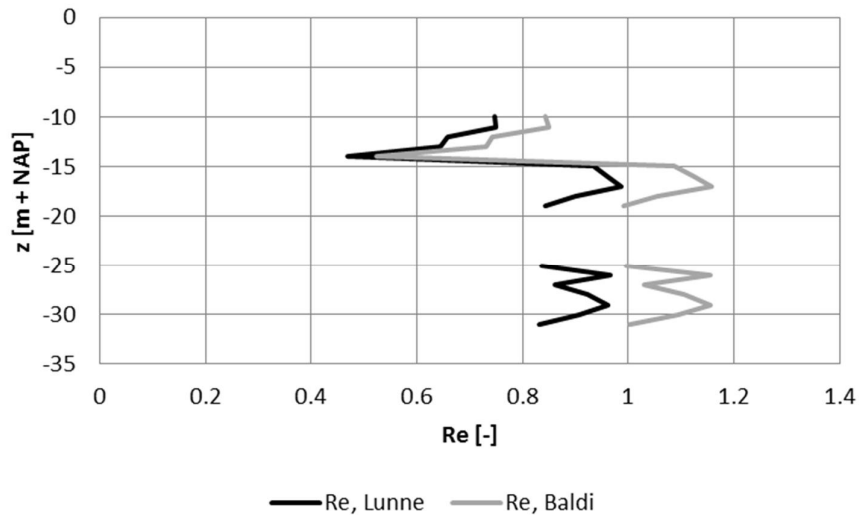
Aangezien er ten tijde van deze studie geen zogenaamde gef-files van de relevante sonderingen beschikbaar waren zijn de beschikbare sondeergrafieken geschematiseerd. Na schematisatie is de relatieve dichtheid bepaald volgens de correlatie van Lunne & Christoffersen. De state parameter (ψ) is bepaald volgens de methodiek van de schematiseringshandleiding zettingsvloeiing WBI 2017 [13].

6.1.1 Landzijde

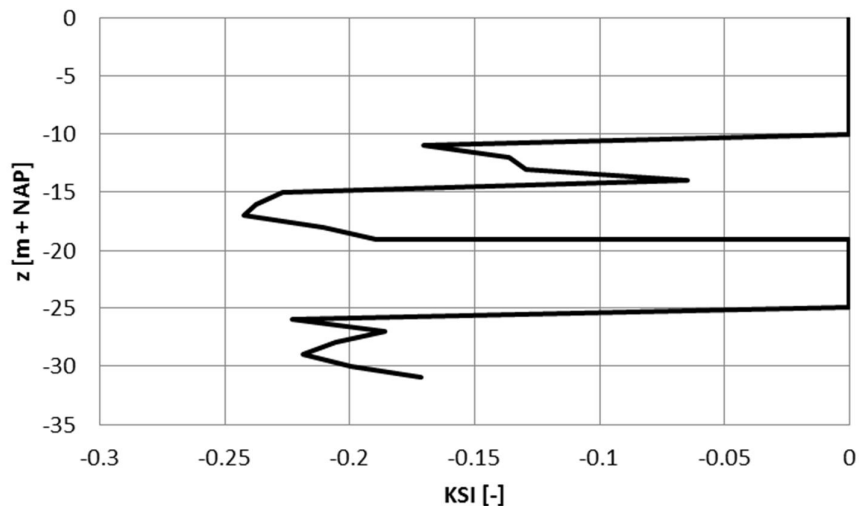
Voor sondering DKMP105 is het geschematiseerde verloop weergegeven in Figuur 6.1. In Figuur 6.2 zijn de resultaten gegeven van de correlatie vergelijkingen om de relatieve dichtheden te berekenen. De state parameter is in Figuur 6.3 gegeven.



Figuur 6.1 Geschematiseerde sondering



Figuur 6.2 Relatieve dichtheid geschematiseerde sondering



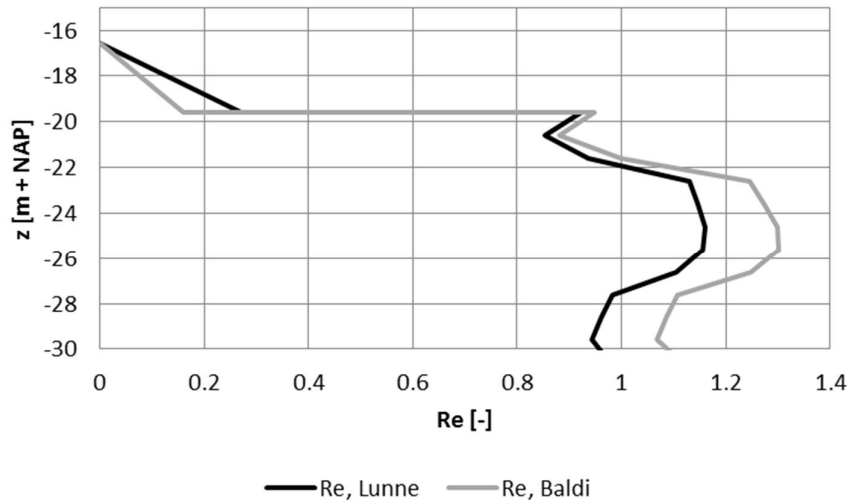
Figuur 6.3 State parameter geschematiseerde sondering (waarde 0 ter plaatse van cohesieve lagen)

Voor het zand onder NAP - 15 m wordt een hoge relatieve dichtheid gevonden (orde 80%). De state parameter is ongeveer $\psi = -0,2$. Hieruit kan worden afgeleid dat de zandlagen onder NAP -15 niet verwekingsgevoelig zijn. De bovenste zandlagen onder NAP -10 m hebben een iets lagere relatieve dichtheid, de state parameter is ongeveer -0,1. Voor alle zandlagen is de waarde van de state parameter kleiner dan -0,05. Dit betekent dat aan de landzijde geldt dat de dichtheid van het zand dusdanig is dat er geen verweking kan optreden bij grondvervormingen door de belastingen die bij het boren optreden.

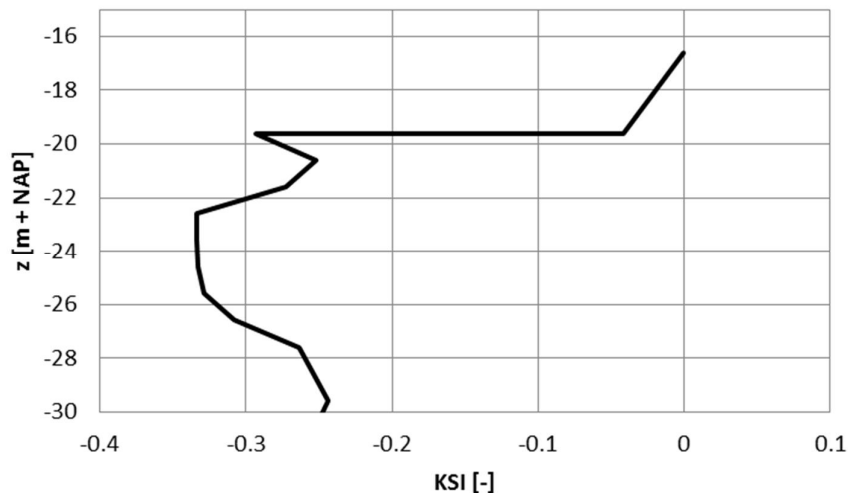
6.1.2 Zeezijde

Op zee zijn de sonderingen CPT HDD_Exit_CPT01 en HDD_Exit_CPT002 uitgevoerd. CPT01 is het dichtste bij het uittrede punt gelegen. Voor CPT HDD_Exit_CPT01 geven de

volgende figuren de relatieve dichtheid en state parameter voor de grondlagen aan de zeezijde van de waterkering.



Figuur 6.4 Relatieve dichtheid geschematiseerde sondering



Figuur 6.5 State parameter geschematiseerde sondering (waarde 0 ter plaatse van cohesieve lagen)

Uit de bovenstaande figuren blijkt dat aan de zeezijde de bovenste grondlagen boven NAP-19,6 m potentieel verwekingsgevoelig zijn. In deze grondlagen kan een initiatie van verweking optreden dat mogelijk tot zettingsvloeiing zou kunnen leiden. Om dit te kunnen beoordelen zal in de volgende paragrafen een analyse van de belastingen worden beschreven.

Het dient te worden opgemerkt dat de dikte van verwekingsgevoelige grondlagen bij HDD_Exit_CPT002 groter is en ongeveer 6 m bedraagt. Het kan niet worden uitgesloten dat ter plaatse van het uittrede punt een grotere dikte aan verwekingsgevoelige grond aanwezig is dan volgt uit HDD_Exit_CPT001.

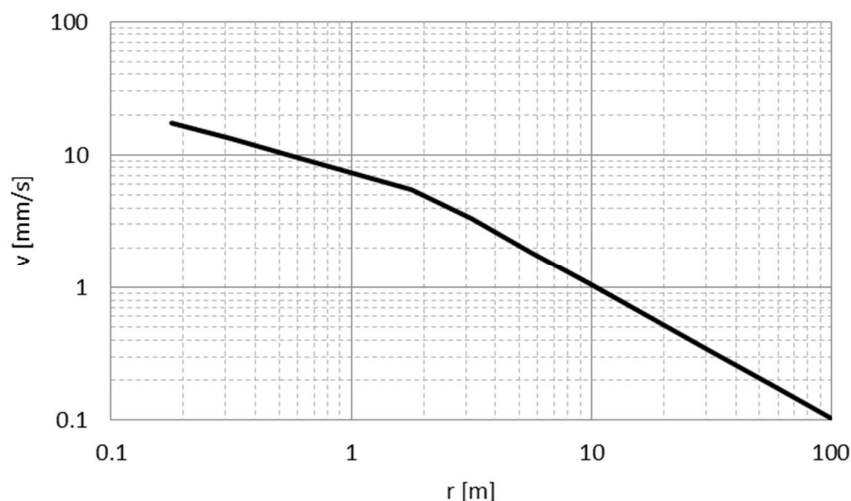
6.2 Trillingsbelasting bij boren

Mechanismen die tijdens het boren trillingen kunnen veroorzaken zijn:

- Rotatie boorpijpen.
- Loskomen grond bij het boorbit.
- Voorwaarts bewegen boorbit.

Momenteel is er geen rekenmethodiek beschikbaar om de trillingen die hierdoor worden veroorzaakt te bepalen. Bij Deltares zijn geen resultaten bekend van tijdens het boren uitgevoerde trillingsmetingen. Daarom wordt voor de analyse uitgegaan van beschikbare gegevens van trillingen bij damwanden volgens Rockhill [8].

Het verwachte trillingsniveau als functie van de afstand tot de trillingsbron is weergegeven in Figuur 6.6. Bij het indrukken van damwandplanken zal het gaan om de trillingen op maaiveld. Hier wordt als conservatieve benadering verondersteld dat voor een trillingsbron bij een horizontaal gestuurde boring op diepte hetzelfde verband geldt.



Figuur 6.6 Schatting trilling amplitude als functie afstand tot de bron

Het karakter van de trillingen betreft incidentele pieken. Het interval tussen de pieken is variabel en zal afhangen van de voortgang van de boring. Tijdens de pieken kunnen wateroverspanningen ontstaan of kan verdichting optreden, waardoor er zettingsvloeiing kan optreden. Om te kunnen beoordelen of zetting vloeiing kan optreden dient in eerste instantie de optredende schuifrekamplitude in de grond rondom het boorgat te worden beoordeeld. Bij een lage schuifrekamplitude is er namelijk geen sprake meer van verdichting en/of opbouw cyclische wateroverspanningen.

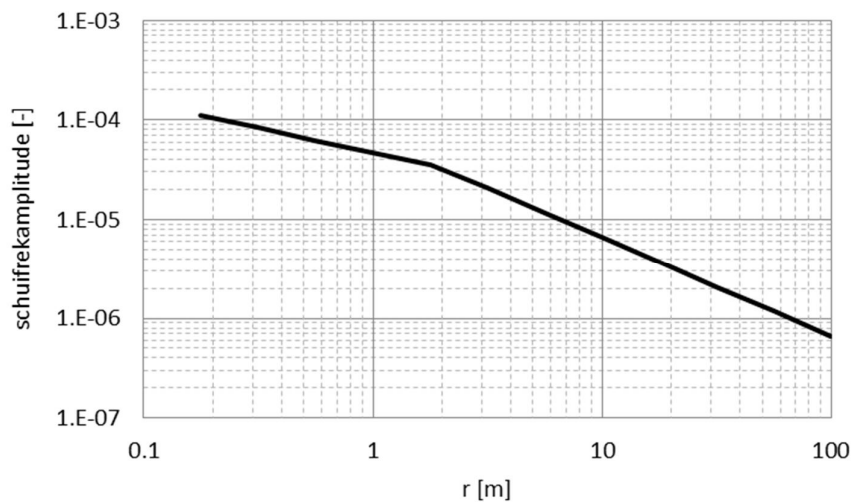
Voor zand wordt gesteld dat bij een schuifrekamplitude van minder dan $0,5$ à $1,5 \times 10^{-4}$, de zogenaamde drempelwaarde [8], er geen sprake meer is van verdichting en/of opbouw cyclische wateroverspanningen.

Uit de trillingsamplitude kan de schuifrekamplitude worden afgeleid. Deze relatie is:

$$\Delta\gamma = \frac{\hat{v}}{C_s}$$

Met:

- $\Delta\gamma$ Schuifrek amplitude (-).
- \hat{v} Amplitude deeltjessnelheid (m/s).
- C_s Schuifgolfsnelheid (m/s).



Figuur 6.7 Amplitude schuifrekamplitude als functie afstand tot de bron

De schuifrekamplitude (zie Figuur 6.7) op de rand van het boorgat is iets meer dan 1×10^{-4} . Volgens deze benadering is de schuifrekamplitude over een kleine zone iets groter dan de drempelwaarde en kan de trilling belasting leiden tot verweking rondom het boorgat van de bovenste grondlagen bij het uittrede punt.

6.3 Belasting door vervorming boorgat

Middels de ruimte expansie theorie wordt een schatting gemaakt van de optredende schuifvervorming rond een boorgat. Er wordt hier uitgegaan van lineair-elastisch grondgedrag.

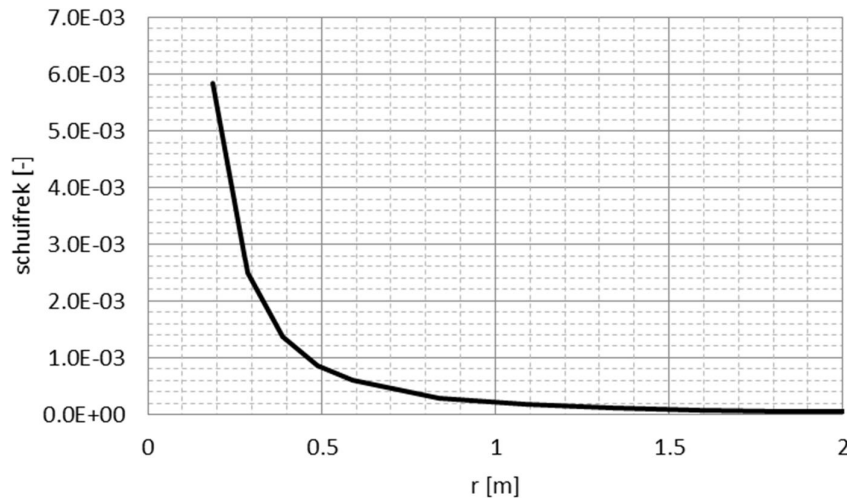
De schuifrek is afhankelijk van het verschil tussen de boorvloeiostofdruk en de gronddruk en van de schuifrekmodulus.

In Figuur 5.2 is het verloop van de boorvloeiostofdruk tijdens de pilot boring weergegeven. De grootste schuifvervorming is te verwachten daar waar het verschil tussen aanwezige gronddruk en boorvloeiostofdruk het grootste is. Vanzelfsprekend volgt uit Figuur 5.2 dat dit nabij het uittrede punt is.

Voor de berekening zijn de volgende parameters gehanteerd (fase pilotboring):

- Diameter boorgat: het boorgat van de pilootfase is $14^{3/4}$ " (= 0,375 m).

- Maximale boorvloeistofdruk: $p = 495$ kPa.
- Aanwezige gronddruk: $q = 175$ kPa (isotrope grondspanning).
- Glijdingsmodulus: 30 MPa.



Figuur 6.8 Schuifvervorming rond boorgat, pilot boring

Vlak bij het boorgat treedt een aanzienlijk schuifrek op (die overigens snel afneemt, want op 1 m is de schuifrek al zeer gering), zodat kan worden vastgesteld dat boorvloeistofdruk tot grondvervorming leidt die verweking veroorzaakt rondom het boorgat van de bovenste grondlagen bij het uittrede punt.

6.4 Belasting door ontgraving bij uittredepunt

Volgens de beschikbare gegevens [15] wordt ter plaatse van het uittredepunt een lokale ontgraving van 7 m met taluds van 1:5 toegepast. Het ontgravingsniveau ter plaats van het uittredepunt ligt op NAP-20,3 m.

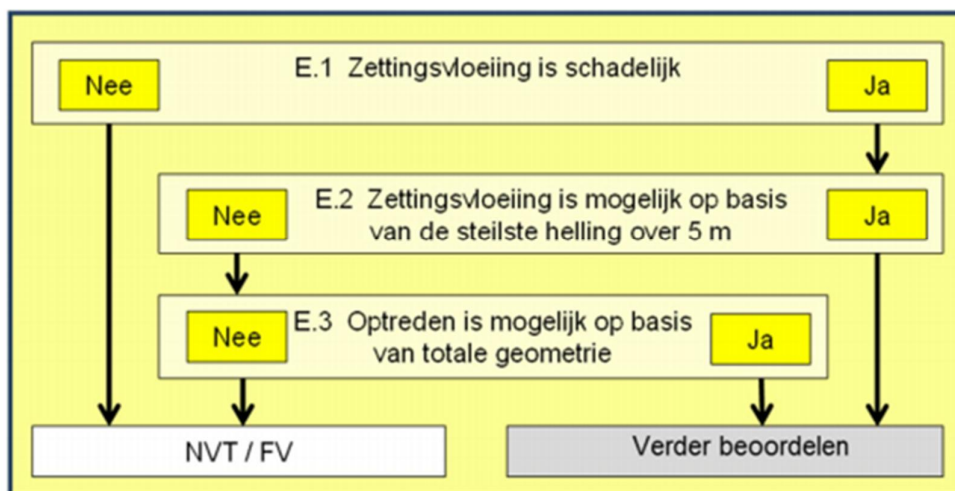
Uit het beschikbare grondonderzoek, met de nearshore sonderingen, blijkt dat de toplaag bestaat uit materiaal met een lage conusweerstand. Bij sondering HDD_Exit_CPT002 is de dikte meer dan 6 m. Vermoedelijk betreft het recent gesedimenteerd zand. In paragraaf 6.1 is al vastgesteld dat dit materiaal gevoelig is voor het optreden van verweking bij grondvervormingen door ontgraving. Dit betekent dat de kans groot is dat de ontgravingstaluds niet stabiel zullen zijn bij ontgraving en dat er enige zettingsvloeiing zou kunnen optreden langs de randen van de ontgraving.

6.5 Beoordeling zettingsvloeiing

Uit de voorgaande paragrafen is gebleken dat op de locatie bij het uittrede punt waar het boorgat zich in de bovenste zandlagen (in ieder geval tot NAP-19,6 m, maar mogelijk dieper) bevindt verweking kan optreden. Deze zandlagen zijn potentieel verwekingsgevoelig en de belastingen door trillingen, grondvervormingen rondom het boorgat en grondvervormingen door de ontgraving, zijn dusdanig dat het initiatie van verweking en mogelijk optreden van zettingsvloeiing niet is uit te sluiten.

De zeewering is geen primaire kering, de eisen van WBI 2017 zijn hier dus niet dwingend voorgeschreven. Voor het beoordelen van de zeewering op het optreden van zettingsvloeiing wordt toch gebruik gemaakt van de methodieken die in het kader van WBI 2017 zijn ontwikkeld. Hieronder zal de beoordeling met een geometrische toets worden beschreven.

Met de methodiek van bijlage III van 'Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017' [9] is een geometrische toets uitgevoerd. Het bijbehorende schema is weergegeven in Figuur 6.9.



Figuur 6.9 Schema geometrische toets volgens bijlage III van 'Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017' [9]

In Figuur 5.1 is het beschikbare lengteprofiel langs de leidingas voor leiding Alpha_01 weergegeven. De leiding kruist de waterkering onder een hoek, zodat dit profiel niet de situatie loodrecht op de dijkas weergeeft. Voor het beoordelen van het risico van een zettingsvloeiing dient natuurlijk wel een profiel loodrecht op de dijkas te worden beschouwd. Daarom is het beschikbare profiel langs de leidingas voor de verdere analyse geprojecteerd op een vlak loodrecht op de dijkas. Dit geprojecteerde profiel loodrecht op de dijkas is in de volgende figuren 6.10 en 6.11 weergegeven.

Als eerste stap (E.1) is in het geprojecteerde profiel het zogenaamde signaleringsprofiel geconstrueerd. Daarbij zijn de volgende parameters gebruikt:

- Bodem ontgraving op NAP-20,3 m
- Aanzet talud vooroever op NAP-7,12 m.
- Invloedszone wordt (conservatief) gelijk genomen aan de kerende hoogte.

Dit geeft de volgende waarden:

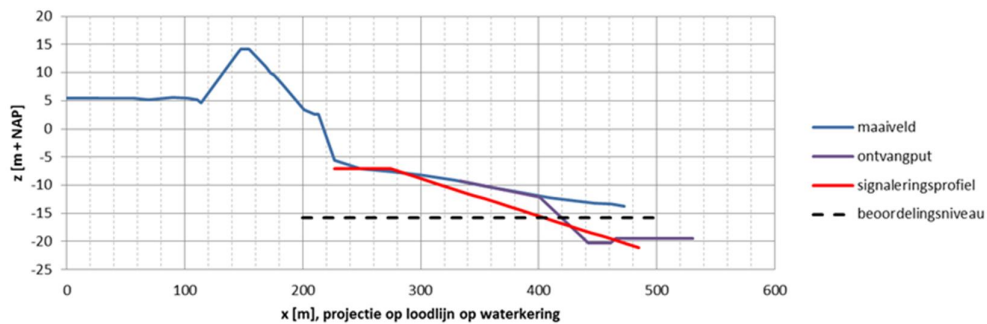
- Diepte: $H_{\text{geul}} = 13,08$ m.
- invloedszone: 21,33 m.

Het beoordelingsniveau ligt volgens [9] op $1/3 \cdot H_{\text{geul}}$ boven de geulbodem (in dit geval de bodem van de ontvangstput).

In Figuur 6.10 is het signaleringsprofiel en het beoordelingsniveau ingetekend in het loodrecht geprojecteerde profiel. Hieruit volgt dat op het beoordelingsniveau het werkelijke profiel buitenwaarts van het signaleringsprofiel ligt. Daarmee is voldaan aan toets E.1 van WBI en

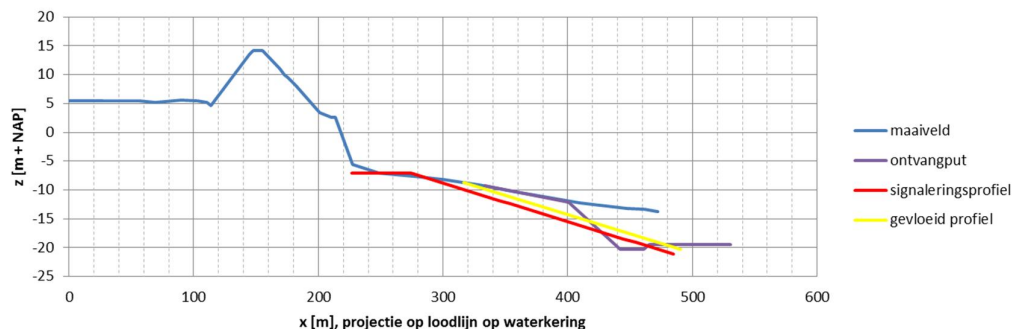
wordt geconstateerd dat een eventuele zettingsvloeiing niet schadelijk is voor de stabiliteit van de zeewering.

Omdat volgens stap E.1 een zettingsvloeiing niet schadelijk is voor de waterkering is verdere beoordeling volgens stap E.2 en E.3 niet nodig.



Figuur 6.10 Geprojecteerd profiel loodrecht op dijken, met signaleringsprofiel

Ter verdere onderbouwing van de conclusie is nog nagegaan wat het effect is van eventuele zettingsvloeiing bij het uittrede punt. Onder de veronderstelling dat een vloeiing is opgetreden, is het evenwichtsprofiel na vloeien geconstrueerd. Daarbij is uitgegaan van een taludhelling na vloeiing van 1:15. De situatie na vloeiing is weergegeven in Figuur 6.11.



Figuur 6.11 Geprojecteerd profiel loodrecht op dijken, na instabiliteit talud (vloeiing) talud ontvangstput

De afstand tussen de insteek van het gevloeid profiel en de teen van de zeewering is ruim 100 m, zodat geconcludeerd kan worden dat er bij instabiliteit van het talud van de ontvangstput er geen gevaar voor de stabiliteit van de zeewering is. Deze constatering is in lijn met de eerdere constatering vanuit het signaleringsprofiel.

6.6 Conclusie

Het zand in de diepe ondergrond en ter plaatse van de landzijde van de waterkering heeft een hoge relatieve dichtheid en een lage waarde voor de state parameter. Hier is geen gevaar voor verweking aanwezig. De bovenste grondlagen ter plaatse van het uittrede punt zijn wel verwekingsgevoelig. De belastingen op deze zandlagen zijn relatief hoog, zodat zettingsvloeiing mogelijk zou kunnen optreden.

Uit een beoordeling conform het WBI, door middel van een geometrische toets met het signaleringsprofiel kan worden geconcludeerd dat er geen risico op instabiliteit van de

waterkering bestaat. Er is volgens de toets uit WBI 2017 [13] geen gevaar voor de stabiliteit van de zeewering.

7 Samenvatting en conclusie

TenneT is van plan om 4 mantelbuizen voor elektriciteitskabels aan te leggen onder de zeewering van de Maasvlakte door middel van een viertal horizontaal gestuurde boringen (HDD's). De intredepunten van de horizontaal gestuurde boringen bevinden zich achter de zeewering aan de landzijde op de Maasvlakte. De uitredepunten bevinden zich op de zeebodem van de Maasmond.

Het effect van de aanleg van de mantelbuizen op de stabiliteit van de zeewering is in dit rapport beoordeeld. Hierbij zijn de volgende aanlegwerkzaamheden beschouwd:

- Het door middel van horizontaal gestuurd boren aanleggen van de leidingen die als mantelbuizen gaan fungeren.
- Het ontgraven van de zeebodem om de aansluiting van de kabels uit de mantel buizen op de in een sleuf gelegde kabels onder de zeebodem mogelijk te maken.

Bij het boren zijn de effecten van de boorvloeistofdruk en het optreden van trillingen van de boorkop op de stabiliteit van de waterkering beschouwd. Bij het ontgraven van de zeebodem is het effect van de graafwerkzaamheden op de stabiliteit van de vooroever van de waterkering worden beschouwd.

De stabiliteit van de zeewering is beoordeeld door de relevante faalmechanismen te beschouwen. De faalmechanismen binnenwaartse en buitenwaartse macro stabiliteit zijn beschouwd, omdat de boorvloeistofdruk die tijdens het boren wordt toegepast effect heeft op de beide faalmechanismen. Ook het faalmechanisme zettingsvloeiing is beschouwd, omdat zowel het boren als de ontgraving van de zeebodem bij de aansluitingen een effect heeft op dit faalmechanisme.

Uit de analyses volgt dat er geen risico's zijn voor instabiliteit van de zeewering. De beoordeling van de faalmechanismen macrostabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts en zettingsvloeiing wijst uit dat de stabiliteit van de zeewering tijdens de geplande werkzaamheden voor de aanleg van de mantelbuizen voldoende is.

De beoordeling is uitgevoerd voor de ligging van de boorlijn zoals beschreven in het Deltares rapport over de beschouwing van het ontwerp. Bij een keuze voor een diepere ligging van de boorlijn in het definitief ontwerp zijn er eveneens geen risico's zijn voor instabiliteit van de zeewering door de werkzaamheden voor aanleg van de mantelbuizen. Voorwaarde hierbij is dat de ligging van de intrede punten van de horizontaal gestuurde boringen ongewijzigd blijven en dat de gekozen diepere ligging van de boorlijn geen additionele risico's introduceert.

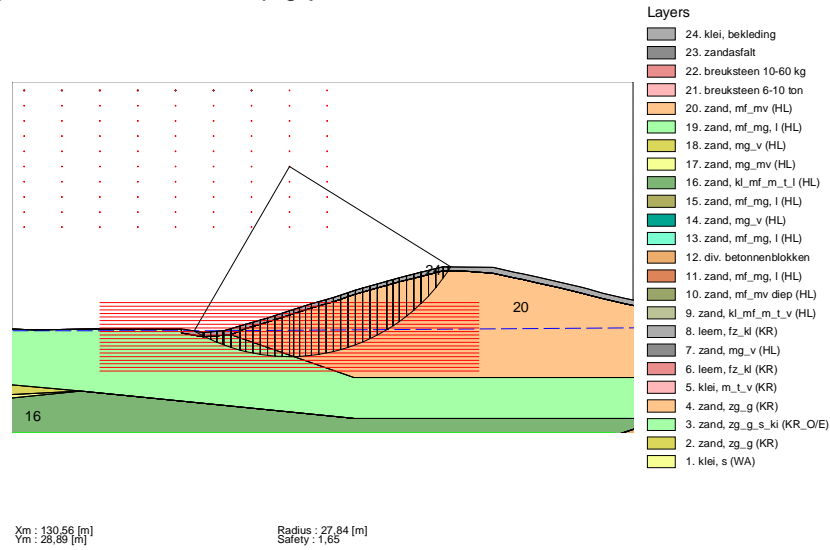
8 Referentie

- [1] Email d.d. 9 april 2018 van Rijkswaterstaat betreffende de doorsnede van de zeewering
- [2] Deltares rapport 11202326-000-GEO (2018). Beschouwing ontwerp van de aanleg van mantelbuizen boor elektriciteitskabels van TenneT.
- [3] TRWG (2004). Technisch rapport waterspanningen bij dijken.
- [4] TRWG (2007). Addendum bij het technisch rapport waterkerende grondconstructie.
- [5] WBI (2017). Schematiseringshandleiding macrostabiliteit.
- [6] Schotman, G.J.M. (1985). Visco-plastische berekening t.b.v. een proeftalud te Schelphoek.
- [7] OI (2014v4). Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen. Editie februari 2017.
- [8] Rockhill, D.J., Bolton, M.D., White, D.J. (2003). Ground-borne vibrations due to press-in piling operations. Proceedings of the International Conference organised by British Geotechnical Association. Dundee, Scotland, UK edn, vol. 1 , Thomas Telford , London, UK. pp. 743-756.
- [9] RWS (2016). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Helpdesk Water, 22 april 2016, versie 1, status concept.
- [10] TenneT (2018). Horizontal Directional Drilling (HDD) Sea Defense – Overzicht en Dwarsprofiel ONL-TTB-04086. Tekeningnummer: 1003-016-01-BT MT. Versie: 9.
- [11] Deltares rapport 11202326-002-GEO-0002-r. (2018). Soil investigation data for the installation of electricity cables using horizontal directional drilling.
- [12] Deltares rapport 11202326-002-GEO-0005-r. (2018). Addendum soil investigation data for the installation of electricity cables using horizontal directional drilling.
- [13] WBI (2017). Schematiseringshandleiding zettingsvloeiing.
- [14] HKZ Exit Pit design VOCL 181029
- [15] 718535-HKZ-Alpha1-Profile-rev0_2018-10-30 Detail Exit bij: Project HKZ – HDD Maasvlakte. Tekeningnummer: 718535 rev0_2018-10-30.
- [16] HKZ RPL A08 181001 REV 01 ALPHA 01 UTM31 LAT BATHY 2017 HDD PIT VOCL 181106.CSV
- [17] NEN 3651 (2012) Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke Waterstaatswerken. NEN Delft

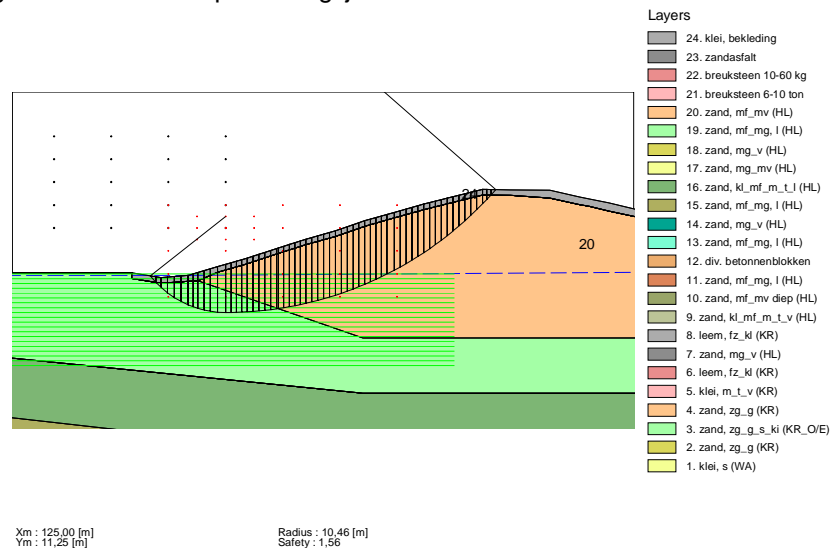
A Figuren met het maatgevende glijvlak voor de berekening zonder de invloed van de boorvloeiendruk

A.1 Faalmechanisme STBI

A.1.1 Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak

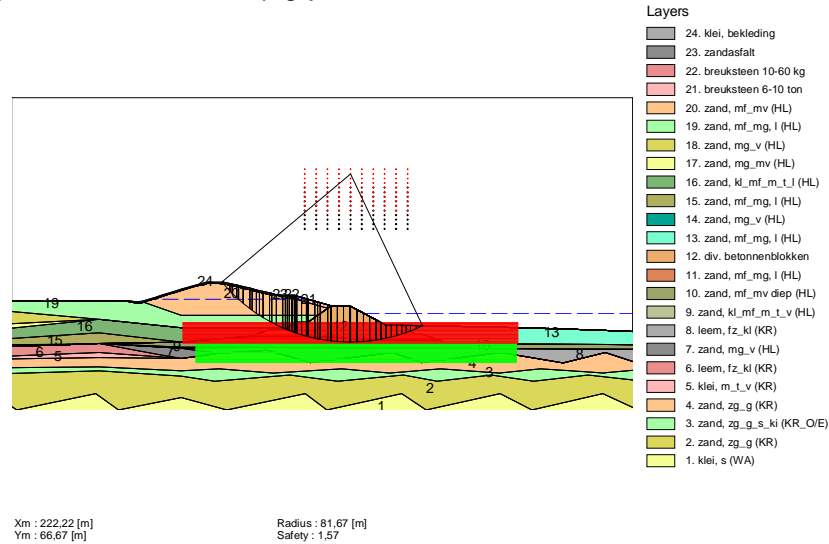


A.1.2 Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak

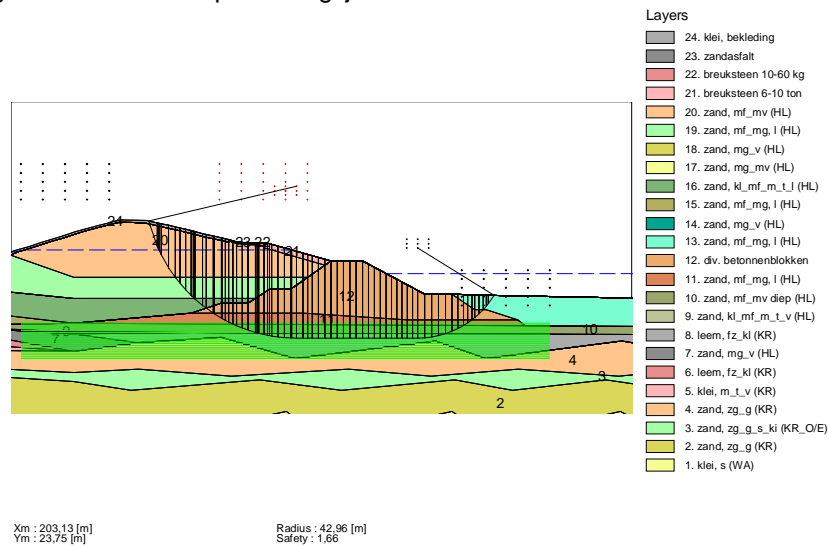


A.2 Faalmechanisme STBU

A.2.1 Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak



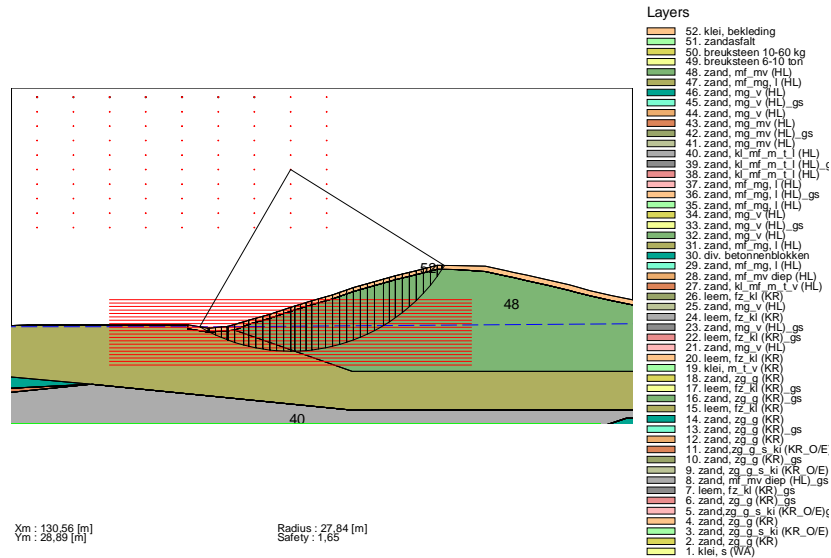
A.2.2 Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak



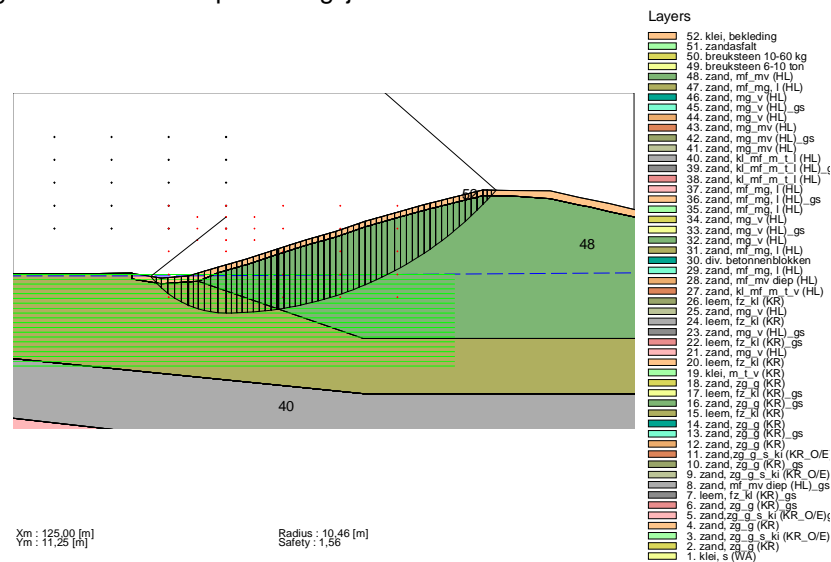
B Figuren met het maatgevende glijvlak voor de berekening met de invloed van de boorvloeistof druk

B.1 Faalmechanisme STBI

B.1.1 Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak

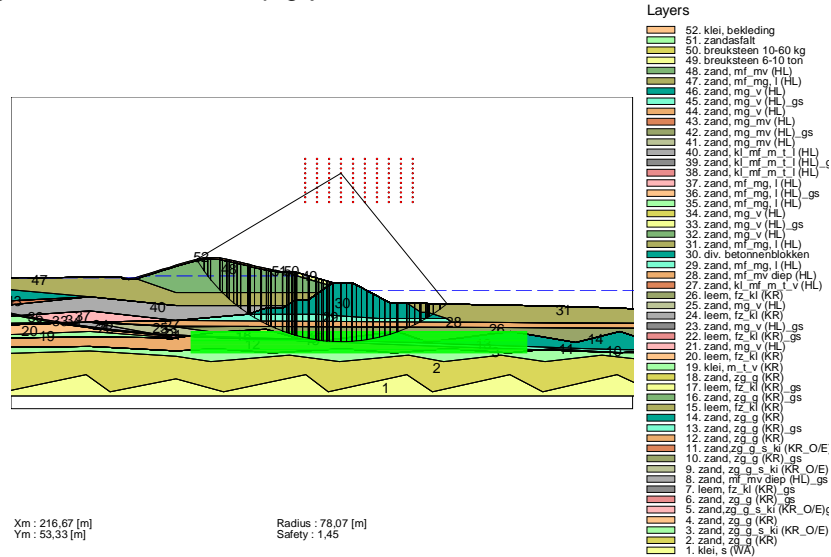


B.1.2 Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak



B.2 Faalmechanisme STBU

B.2.1 Berekeningsscenario MC – Bishop glijvlak



B.2.2 Berekeningsscenario MC – Uplift-Van glijvlak

