

Piekberging Haarlemmermeer

Rapportage geotechniek

projectnr. 231824
revisie 01

Opdrachtgever

Hoogheemraadschap van Rijnland
Postbus 156
2300 AD Leiden

datum vrijgave

25 juli 2013

beschrijving revisie

Definitief

goedkeuring

J.C. Bossenbroek

vrijgave

M.J.M Berk

Datum van uitgave: 25 juli 2013

Contactadres:

Beneluxweg 7
4904 SJ Oosterhout
Postbus 40
4900 AA Oosterhout

Copyright 2013©

Ingenieursbureau Oranjewoud

Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd en/of openbaar worden gemaakt door middel van druk, fotokopie, elektronisch of op welke wijze dan ook, zonder schriftelijke toestemming van de auteurs.

Inhoud

blz.

1	Inleiding	3
1.1	Aanleiding.....	3
1.2	Kadetraject	3
2	Technische eisen ontwerp	4
2.1	Waterkeren.....	4
2.2	Planperiode.....	4
2.3	Normen.....	4
2.4	Hoogte	4
2.4.1	<i>Autonome bodemdaling en kruindaling</i>	<i>5</i>
2.5	Hydraulische randvoorwaarden	5
2.6	Schematisatie freatische lijn	5
2.6.1	<i>Macrostabieliteit binnenwaarts.....</i>	<i>5</i>
2.6.2	<i>Macrostabieliteit buitenwaarts</i>	<i>6</i>
2.7	IPO-klasse en veiligheidsfactoren.....	6
2.8	Bodemopbouw en -eigenschappen	7
2.8.1	<i>Bodemopbouw.....</i>	<i>7</i>
2.8.2	<i>Ophoogmateriaal.....</i>	<i>7</i>
2.8.3	<i>Sterkte-eigenschappen.....</i>	<i>7</i>
2.8.4	<i>Zettingsparameters.....</i>	<i>8</i>
2.9	Geometrie.....	8
2.9.1	<i>Kade.....</i>	<i>8</i>
2.9.2	<i>Watergangen.....</i>	<i>9</i>
3	Opbarsten en piping.....	11
3.1	Opbarsten	11
3.1.1	<i>Trajecten.....</i>	<i>11</i>
3.1.2	<i>Methode</i>	<i>12</i>
3.1.3	<i>Opbarstveiligheid huidige situatie</i>	<i>13</i>
3.1.4	<i>Opbarstveiligheid na realisatie piekberging.....</i>	<i>13</i>
3.2	Piping.....	14
3.3	Conclusies	15
3.3.1	<i>Opbarstveiligheid.....</i>	<i>15</i>
3.3.2	<i>Piping.....</i>	<i>15</i>
4	Stabiliteit	16
4.1	Locaties berekeningen	16
4.2	Ontwerprofiel	17
4.3	Stabiliteitsberekeningen	17
4.3.1	<i>Stabiliteit binnenwaarts - STBI</i>	<i>17</i>
4.3.2	<i>Stabiliteit buitenwaarts - STBU</i>	<i>17</i>
4.3.3	<i>Resultaten.....</i>	<i>18</i>
5	Zetting	19
5.1	Locaties berekeningen	19

5.2	Berekeningen	19
6	Invloed kade op A44.....	21
6.1	Algemeen	21
6.2	Berekening.....	21
6.2.1	<i>Stabiliteit</i>	21
6.2.2	<i>Zetting</i>	22
6.2.3	<i>Conclusie</i>	22
7	Conclusies en aanbevelingen	23
7.1	Ophoogmateriaal	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
7.2	Hoogte en zettingen.....	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
7.3	Opbarstrisico.....	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
7.4	Piping.....	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
7.5	Macrostabiliteit	Fout! Bladwijzer niet gedefinieerd.
8	Literatuur	25
Bijlage 1: Kaart locaties grondonderzoek		26
Bijlage 2: Geotechnisch lengteprofiel		27
Bijlage 3: Berekening kruinhoogtemarge.....		28
Bijlage 4: Opbarstveiligheid		29
Bijlage 5: Pipingberekeningen.....		30
Bijlage 6: D-Geo Stability uitvoer		31

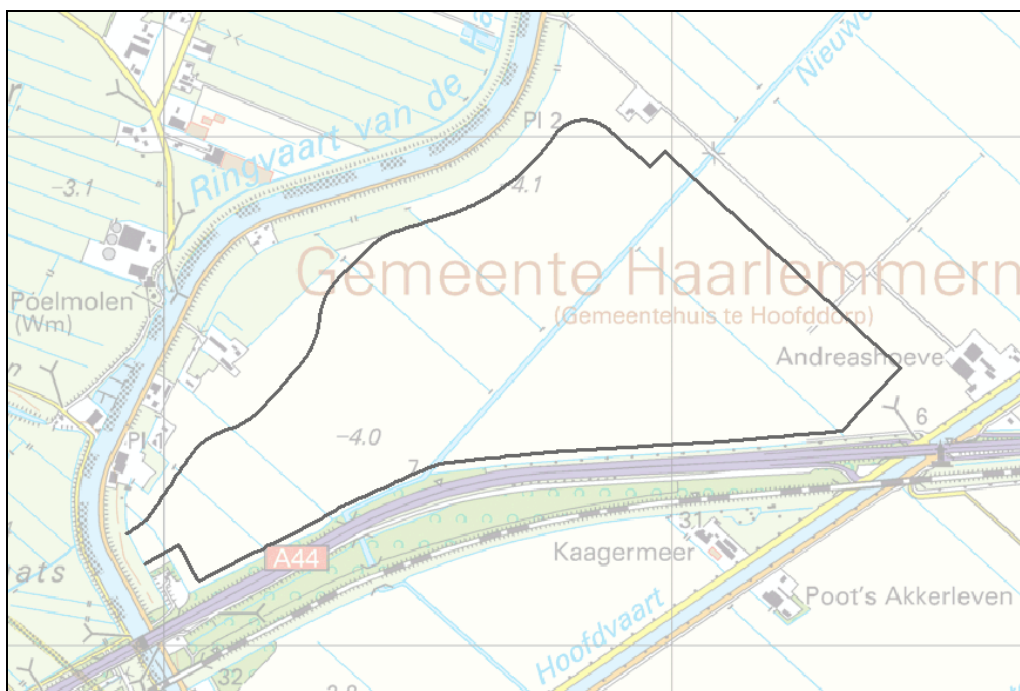
1 Inleiding

1.1 Aanleiding

Het Hoogheemraadschap van Rijnland bereidt een piekbergingslocatie in de Haarlemmermeer voor. Het plangebied is nu overwegend in gebruik als akkerbouwgebied. Na realisatie is het de bedoeling om het gebied *gemiddeld* eens per 15 jaar gecontroleerd onder water te zetten, daarbij gaat het om het bergen van 1 miljoen kubieke meter water. De maatregel maakt onderdeel uit van een pakket van maatregelen om toekomstige piekafvoeren als gevolg van hoge neerslagintensiteiten tijdelijk te kunnen bergen en te kunnen afvoeren en daarmee wateroverlast in het gehele beheergebied van Rijnland te voorkomen. In dit rapport wordt het ontwerp van de kade die om de Piekberging heen wordt gelegd getoetst.

1.2 Kadetraject

In Figuur 1.1 is de locatie van de piekberging en de aan te leggen kade weergegeven.



Figuur 1.1: Traject kade piekberging

Definitie taludzijdes piekberging

In deze rapportage zijn de taludzijdes als volgt gedefinieerd:

- *binnentalud: talud van het kadelichaam aan de droge (niet waterkerende) zijde van de kade.*
- *buitentalud: talud van kadelichaam aan de kerende (natte) zijde.*

2 Technische eisen ontwerp

In dit hoofdstuk zijn de technische eisen voor het ontwerp van de kadeverbetering beschreven.

2.1 Waterkeren

De kaden moeten voldoende hoog en sterk zijn om maatgevende waterstanden en golfbelastingen conform vigerende normen te kunnen weerstaan.

2.2 Planperiode

De kade dient voor langere termijn aan de veiligheidseisen te voldoen. De levensduur wordt gesteld op 30 jaar. Binnen de levensduur kan onderhoud noodzakelijk zijn. De levensduur is naast het kosten- en overlastaspect ook gebaseerd op factoren als zetting en klink van de kade en de ondergrond.

2.3 Normen

Het ontwerp vindt plaats conform de vigerende normen met als basisdocumenten “Leidraad toetsen veiligheid regionale waterkeringen” en de “Handreiking ontwerpen en verbeteren boezemkaden” (inclusief de diverse addenda). Daarnaast zijn ook andere vigerende leidraden en normen bij het ontwerp gebruikt.

De gebruikte normen en leidraden zijn:

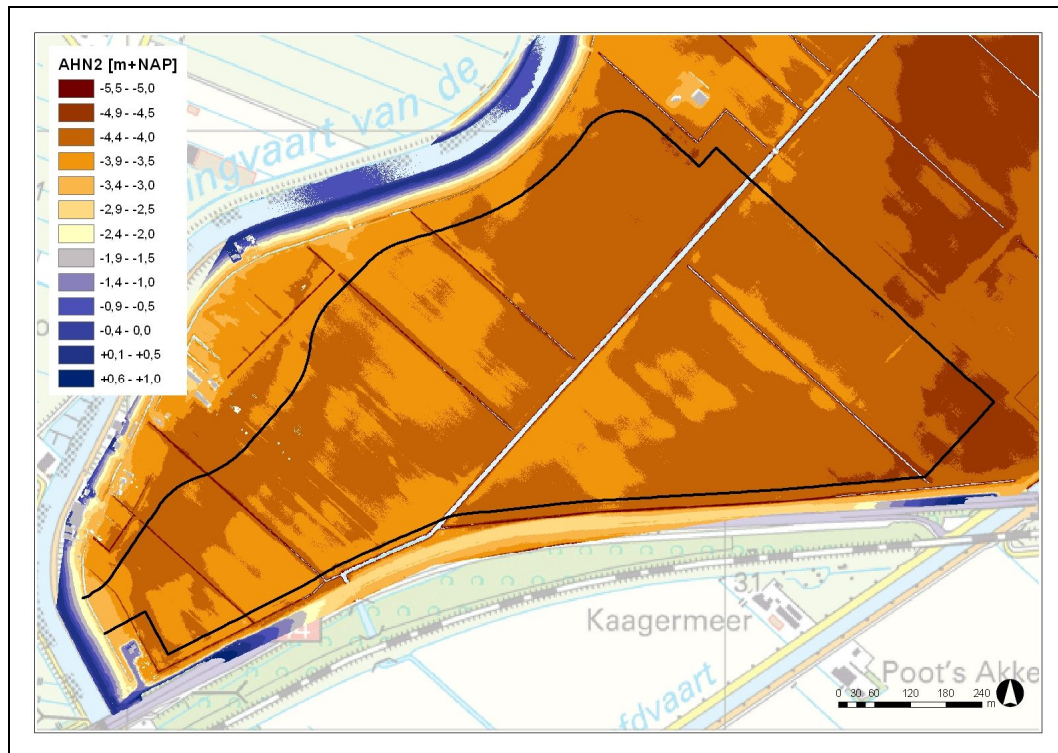
- Handreiking Ontwerpen & Verbeteren Boezemkaden (STOWA 2009)
- Leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen (STOWA 2007)
- Addendum op de leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen betreffende de boezemkaden (STOWA 2010)
- Eurocode 7
- NEN 6740, Geotechniek – Basiseisen en belastingen (TGB 1990)
- Technisch Rapport Waterkerende grondconstructies (TAW 2001)
- Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken (TAW 2003).

2.4 Hoogte

De ontwerphoogte van de kade is het ontwerppeil vermeerderd met een kruinhoogtemarge. Het ontwerppeil bedraagt -2,4 m+NAP. Er is gerekend met een kruinhoogtemarge van 0,60 m. De ontwerphoogte van de kade is daarmee -1,8 m+NAP. Deze hoogte dient de kade gedurende een bepaalde onderhoudsvrije periode minimaal te hebben.

De aanleghoogte van de kade is de ontwerphoogte vermeerderd met de te verwachten bodemdaling en zetting gedurende de onderhoudsvrije periode.

In dit rapport is de hoogte van de kade weergegeven ten opzichte van NAP. De absolute hoogte van de kade hangt af van de hoogte van het maaiveld. Het maaiveld varieert van circa -4,5 tot -3,5 m+NAP (zie Figuur 2.1).



Figuur 2.1: Maaiveldhoogte

2.4.1 Autonome bodemdaling en kruindaling

De ontwerphoogte is de minimaal vereiste kruinhoogte plus een toeslag voor zetting en klink. De zetting en klink zijn afhankelijk van de onderhoudsvrije periode die volgt uit het ontwerp. Deze hoogte wordt bepaald door de ontwerper.

De autonome kruindaling in het gebied varieert van circa 0,5 cm tot 1,0 cm per jaar. Omdat deze de inhoud van de piekberging niet beïnvloed is in de ontwerpberekeningen hier geen rekening mee gehouden.

2.5 Hydraulische randvoorwaarden

In het ontwerp is uitgegaan van de volgende hydraulische randvoorwaarden.

- ontwerppeil: -2,4 m+NAP
- maximale stijghoogte tussenzandlaag: -4,0 m+NAP;
- maximale stijghoogte pleistoceen: -2,4 m+NAP;
- polderpeil: -6,0 m+NAP.

Ter plaatse van de onderzoekslocatie zijn peilbuizen geplaatst, waarin divers geïnstalleerd zijn. Op basis van deze peilbuismetingen is een inschatting gemaakt van de maximaal te verwachten stijghoogtes.

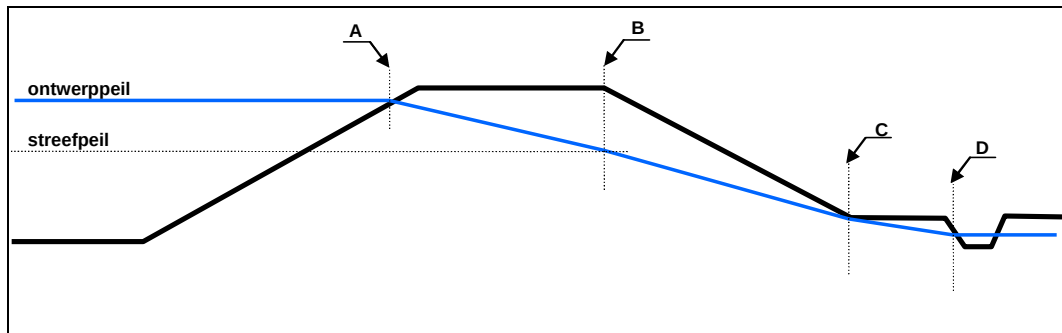
2.6 Schematisatie freatische lijn

2.6.1 Macrostabiliteit binnenwaarts

De freatische lijn voor de berekening van de binnenwaartse stabiliteit is als volgt gedefinieerd:

- intredepunt buitentalud gelijk aan ontwerppeil (punt A)
- de hoogte van punt B is gelijk aan ontwerppeil - 0,2 m
- vanaf de binnenkruinlijn verloopt de freatische lijn lineair naar de teen van de dijk (punt C)

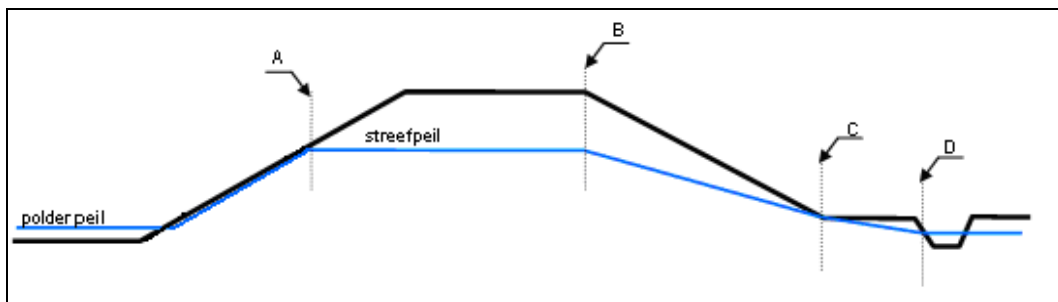
- vanaf punt C verloopt de freatische lijn lineair naar hoog polderpeil (punt D).



Figuur 2.2: Freatische lijn STBI

2.6.2 Macrostabiliteit buitenwaarts

Nadat de piekberging is ingezet, zal na verloop van de tijd de piekberging gecontroleerd worden leeggemaal. Er zal dus een val optreden van het wateroptreden. Voor de berekeningen wordt uitgegaan van een val van streefpeil naar polderpeil.



Figuur 2.3: Freatische lijn STBU

2.7 IPO-klasse en veiligheidsfactoren

De boezemkade van de piekberging dient te voldoen aan IPO-klasse V. De IPO-norm betreft de toegestane faalkans van de boezemkade. Deze IPO-normen zijn gebaseerd op de economische waarde in het achterland.

Bij toetsing op macrostabiliteit wordt getoetst aan een vereiste stabiliteitsfactor. De stabiliteit dient te voldoen aan de eisen die gelden voor de genormeerde kadeklasse, wat betekent dat de schadefactor voor bezwijkvormen die tot inundatie kunnen leiden gelijk is aan de normwaarde behorend bij de kadeklasse (zie Tabel 2.1).

De stabiliteitseis bij gebruik van rekenwaarden voor de sterkte luidt:

$$F / \gamma_n \gamma_d \geq 1,0$$

waarin

- F = stabiliteitsfactor berekend bij rekenwaarden van de sterkte [-]
- γ_n = schadefactor [-] zie Tabel 2.1;
- γ_d = modelfactor [-]: waarde 1,0 in geval van glijcirkelanalyse met model Bishop, waarde 1,05 in geval van model Uplift Van.

In deze opgave is geen rekening gehouden met een schematiseringsfactor.

Tabel 2.1: Schadefactoren per kadeklasse

Kadeclass	frequentie 1/jaar	STBI	STBU
I	10	0,80	0,80
II	30	0,85	0,85
III	100	0,90	0,90
IV	300	0,95	0,95
V	1000	1,00	1,00

2.8 Bodemopbouw en -eigenschappen

2.8.1 Bodemopbouw

De bodemopbouw is geschematiseerd op basis de uitgevoerde boringen en sonderingen [4] en is verwerkt in een geotechnisch lengteprofiel (zie Bijlage 1 en Bijlage 2).

2.8.2 Ophoogmateriaal

Erosie-eigenschappen ophoogmateriaal

De eigenschappen voor het toe te passen kademateriaal zijn:

- Minimaal 1 m afdeklaag, categorie 1 voor het buitentalud en kruin.
- Voor het binnentalud wordt categorie 2 gehanteerd met een lagere eis voor gehalten lutum en zand (overeenkomstig wat momenteel wordt voorgeschreven voor kadeverbeteringen).

De eisen die gelden voor klei met erosieklasse 1 en 2 zijn terug te vinden in de “Standaard RAW bepalingen”.

Sterkte-eigenschappen ophoogmateriaal

Het kernmateriaal bestaat uit lokaal beschikbare zand/klei. Het volumiek gewicht en de rekenwaarden van de sterkteparameters voor de ophoogmaterialen zijn ingeschat op basis van tabel 1 van EN 1997-1 Geotechnisch ontwerp Deel 1 en weergegeven in Tabel 2.2

Tabel 2.2: Sterkte-eigenschappen kademateriaal (rekenwaarden)

Materiaal	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{droog} [kN/m ³]	c [-]	phi [°]
Afdekklei	17,0	17,0	1,5	16,9
Kernmateriaal	17,7	17,7	0,4	32,4

2.8.3 Sterkte-eigenschappen

Voor deze opdracht is laboratoriumonderzoek uitgevoerd. Deze zijn vergeleken met de parameterverzameling van het Hoogheemraadschap van Rijnland. Uit deze vergelijking is gebleken dat deze overeenkwamen over beter zijn dan de parameterset aanwezig bij het Hoogheemraadschap. Voor de sterkteberekeningen is gerekend met de aanwezige parameterset. In Tabel 2.3 zijn de sterkte-eigenschappen weergegeven die gebruikt zijn in de stabiliteitsberekeningen. Deze zijn conform het Nota Waterkeringen).

Tabel 2.3: Sterkte-eigenschappen ondergrond (rekenwaarden)

Materiaal	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{droog} [kN/m ³]	c [-]	phi [°]
veen>300%	10,3	10,3	2,0	20
veen<300%	11,4	11,4	2,0	20
humeuze klei (<14kN/m ³)	13,3	13,3	1,4	25,5
siltige klei (>14kN/m ³ en <16,5kN/m ³)	15,4	15,4	2,8	26,8
Zandige klei (>16,5kN/m ³)	17,7	17,7	2,9	30,8
zand	18,0	20,0	0,0	32,5
basisveen	12,0	12,0	2,0	20,0
pleistoceen zand	18,0	20,0	0,0	32,5

2.8.4 Zettingsparameters

Voor deze opdracht is laboratoriumonderzoek uitgevoerd. Deze zijn vergeleken met de parameterverzameling van het Hoogheemraadschap van Rijnland. Uit deze vergelijking is gebleken dat deze overeenkwamen of beter waren dan de parameterset aanwezig bij het Hoogheemraadschap. Voor de zettingsberekeningen is daarom de parameterset van Rijnland gebruikt. Deze is opgenomen in Tabel 2.4

Tabel 2.4: Zettingsparameters karakteristieke waarden

Materiaal	C' _p [-]	C _p [-]	C' _s [-]	C _s [-]	C _v [m/s]	OCR [-]
Veen > 300 %	6,5	41,8	59,8	144,2	$3,2 \cdot 10^{-7}$	1,39
Veen < 300 %	8,4	53,9	62,2	283,4	$3,2 \cdot 10^{-7}$	1,39
Klei, humeus <14,0 kN/m ³	10,4	65,2	89,8	449,7	$4,0 \cdot 10^{-8}$	1,39
Klei, siltig >14,0 en <16,5 kN/m ³	14,6	72,6	93,9	519,5	$7,9 \cdot 10^{-8}$	1,39
Klei, zandig > 16,5 kN/m ³	27,0	97,5	199,9	587,0	$7,9 \cdot 10^{-8}$	1,39
Zand	$1,0 \cdot 10^9$	$5,0 \cdot 10^9$	$1,0 \cdot 10^9$	$5,0 \cdot 10^9$	Drained	1,39
Basisveen	7,5	37,5	30	150	$1,0 \cdot 10^{-8}$	1,39
Pleistoceen zand	$1,0 \cdot 10^9$	$5,0 \cdot 10^9$	$1,0 \cdot 10^9$	$5,0 \cdot 10^9$	Drained	1,39

2.9 Geometrie

2.9.1 Kade

De ontwerpwaterstand bedraagt - 2,4 m+NAP. De benodigde waakhogte is bepaald bij een overslagdebiet van 1 l/s/m en bedraagt 0,6 m wordt. De ontwerp kruinhogte bedraagt daarmee -1,8 m+NAP. Dit is de kruinhogte die de kade aan het einde van de planperiode moet hebben. Dit is dus de kruinhogte zonder zetting en klink. De kruinbreedte bedraagt 2,5 m. Zowel het binnen- als het buitentalud heeft een helling van 1:3. De geometrische eigenschappen van de kade zijn weergegeven in Tabel 2.5

Tabel 2.5: Geometrische eigenschappen kade

Minimale kruinhoogte gedurende onderhoudsvrije periode	-1,8 m+NAP
Kruinbreedte	2,5 m
Taludhelling	1:3
Breedte onderhoudstrook tussen teensloot en kade	6 m

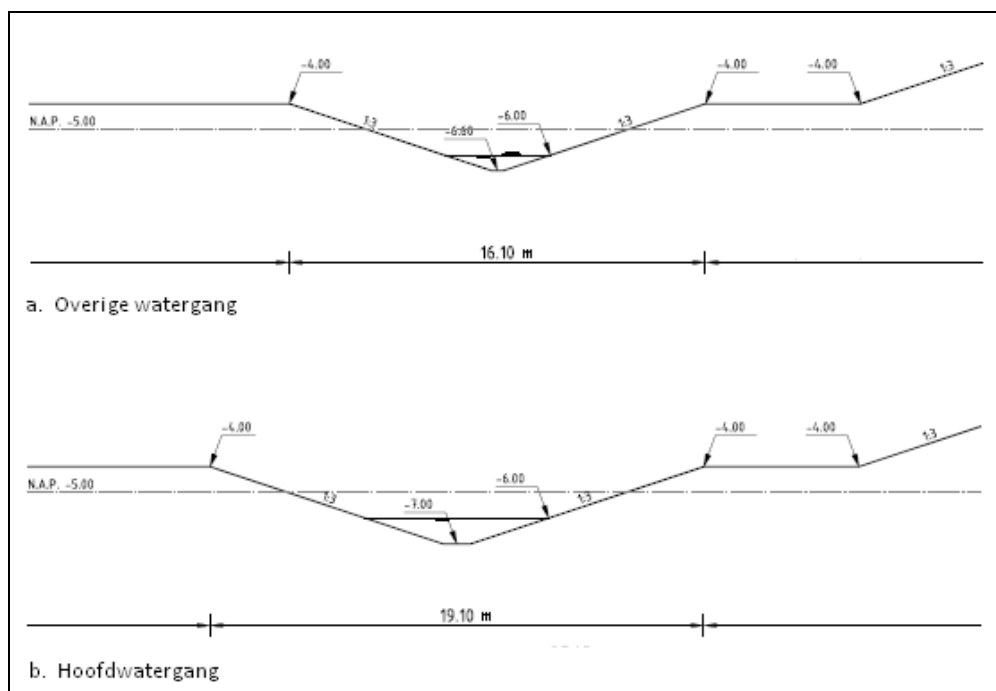
2.9.2 Watergangen

Aan de zijde van de piekberging (de buitenzijde) wordt een watergang gerealiseerd op minimaal 6 m afstand. De dimensionering en de exacte locatie van deze sloten is nog niet bepaald. Dit wordt overgelaten aan de aannemer.

Aan de zijde van de polder wordt een watergang gerealiseerd op 6 m afstand van de binnenteen van de kade. Aan de noordoostzijde van de piekberging is een hoofdwatgang voorzien. Alle andere watergangen betreffen 'overige watergangen'. De afmetingen van de aan te leggen watergangen zijn weergegeven in Tabel 2.6 en Figuur 2.4.

Tabel 2.6: Geometrische eigenschappen watergangen

Eigenschap	hoofdwatgang	overige watgang
breedte op waterlijn	7,1 m	4,1 m
taludhelling	1:3	1:3
waterpeil	-6,0 m+NAP	-6,0 m+NAP
bodemhoogte	-7,0 m+NAP	-6,6 m+NAP



Figuur 2.4: Profielen watergangen

3 Opbarsten en piping

3.1 Opbarsten

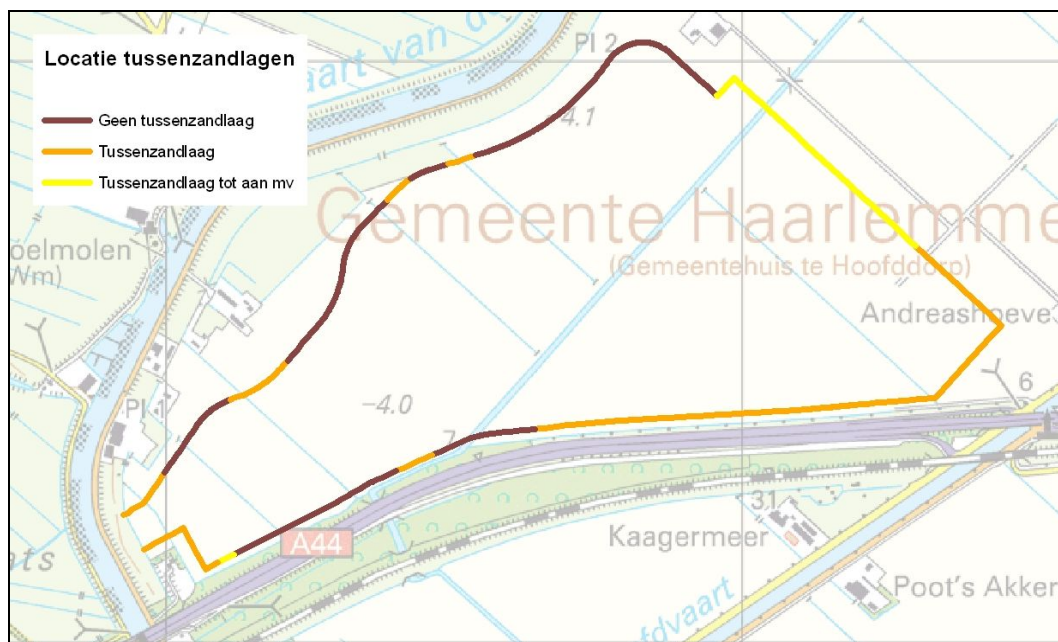
Er is een analyse gemaakt van de locaties waar er een risico is voor opbarsten. Met name de locaties waar watergangen gegraven worden, hebben kans op een verhoogd opbarst risico. Opbarsten vanuit de aanwezige tussenzandlagen levert een beperkt extra kwelbezwaar. Deze kwel kan worden afgevoerd door de watergangen. Opbarsten vanuit het pleistoceen levert niet alleen een kwelbezwaar, maar omdat dit water een hoog zoutgehalte heeft, tast kwelwater vanuit het pleistoceen de kwaliteit van het oppervlaktewater aan. Indien opbarsten vanuit het pleistoceen kan optreden dienen er daarom maatregelen genomen te worden die het opbarsten van de watergangen voorkomen.

3.1.1 Trajecten

In het gebied komen 3 typen bodem opbouw voor die relevant zijn voor het bepalen van de opbarstveiligheid:

1. Locaties met een zandlaag tot aan maaiveld
2. Locaties met een tussenzandlaag
3. Locaties zonder een tussenzandlaag

In Figuur 3.1 is aangegeven waar welke situatie voorkomt. In het geotechnisch lengteprofiel (Bijlage 2) is de grondopbouw over de lengte van de kade weergegeven.



Figuur 3.1: Locatie tussenzandlagen

Locaties met een zandlaag tot aan maaiveld

Er is een zandlaag aanwezig tot aan maaiveld met daaronder een ondoorlatende laag. In deze situatie kan opbarsten alleen vanuit het pleistoceen plaatsvinden. Vanuit de bovenste zandlaag kan kwelwater vrij uittreden aan maaiveld. Dit kwelwater komt terecht in het watersysteem en zal via de watergangen moeten worden afgevoerd.

Locaties met een tussenwandlaag

Er is een tussenwandlaag aanwezig een pakket ondoorlatende lagen. In deze situatie kan opbarsten zowel vanuit deze tussenwandlaag als vanuit het pleistoceen optreden. Op basis van peilbuisgegevens is de maximaal te verwachten stijghoogte die in de tussenwandlagen optreden gelijk aan -4,0 m+NAP. De te graven watergangen liggen zo diep dat deze op de meeste locaties insnijden in de aanwezige tussenwandlaag. Daar waar er nog een ondoorlatende laag overblijft onder de bodem van de watergang is deze zo dun dat deze zal opbarsten.

Locaties zonder een tussenwandlaag

Op basis van peilbuisgegevens is de maximaal te verwachten stijghoogte die in het pleistoceen kan optreden gelijk aan -2,4 m+NAP. Deze stijghoogte is gelijk aan de ontwerpwaterstand van de piekberging. Dit is een conservatieve aanname. In deze situatie is boven het pleistoceen een dik pakket met cohesieve lagen aanwezig. Opbarsten kan alleen vanuit het pleistoceen plaatsvinden.

3.1.2 Methode

De opbarstveiligheid is bepaald conform Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [1] met de onderstaande formule:

$$\gamma = \frac{d \cdot \gamma_{nat}}{(\phi_z - h_p) \cdot \gamma_w}$$

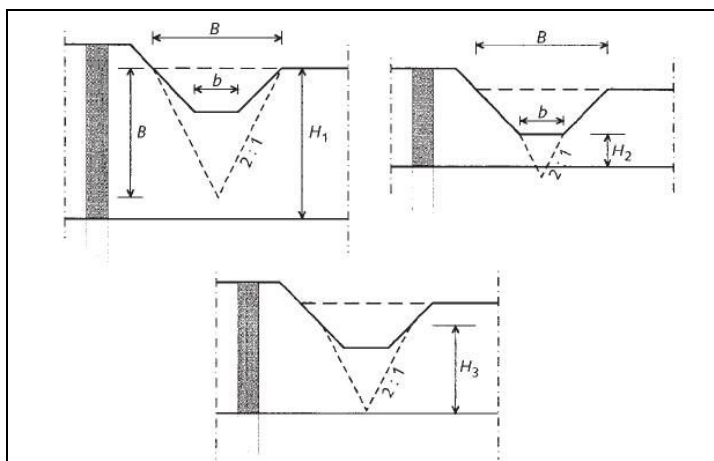
Waarin:

- γ : opbarstveiligheid [-]
- d : dikte slecht doorlatende laag [m]
- γ_{nat} : natte volume gewicht deklaag [kN/m³]
- γ_w : volume gewicht water [kN/m³]
- ϕ_z : stijghoogte direct onder afdekkende laag [m +NAP]
- h_p : onderzijde slecht doorlatende laag [m +NAP]

Er is vanuit gegaan dat opbarsten optreedt bij een opbarstveiligheid kleiner dan 1,1:

$$\text{opbarstveiligheid } \gamma < 1,1$$

Ter plaatse van de watergangen is de opbarstveiligheid berekend met een gereduceerde laagdikte met een spreiding van 2:1 conform Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen [1]. Het principe hiervan is weergegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2: Principe berekening gereduceerde deklaagdikte [1]

3.1.3 Opbarstveiligheid huidige situatie

De opbarstveiligheid is eerst voor de huidige situatie berekend (zie Bijlage 4). Voor deze situatie is ter plaatse van de te graven watergangen uitgegaan van het huidige maaiveld. De opbarstveiligheid vanuit zowel de tussenzandlaag (indien aanwezig) als het pleistoceen is per berekende locatie weergegeven in Tabel 3.1. In het gebied zijn op dit moment ook al watergangen aanwezig. Hier is de opbarstveiligheid niet bepaald. De opbarstveiligheid ter plaatse van de bestaande watergangen zal lager zijn dan op de berekende locaties in de huidige situatie.

Tabel 3.1: Opbarstveiligheid huidige situatie

locatie	zandlaag	stijghoogte [m +NAP]	opbarstveiligheid [-]
DKM101	tussenzandlaag	-4,0	1,85
DKM101	pleistoceen	-2,4	1,51
B101	tussenzandlaag	-4,0	1,33
B101	pleistoceen	-2,4	1,48
B18	tussenzandlaag	-4,0	1,80
B18	pleistoceen	-2,4	1,48
B102	tussenzandlaag	-4,0	1,65
B102	pleistoceen	-2,4	1,32
B103	tussenzandlaag	-4,0	1,36
B103	pleistoceen	-2,4	1,34
DKM108	tussenzandlaag	-4,0	1,19
DKM108	pleistoceen	-2,4	1,12
B105	tussenzandlaag	-4,0	1,46
B105	pleistoceen	-2,4	1,27
DKM109	tussenzandlaag	-4,0	1,71
DKM109	pleistoceen	-2,4	1,35
B106	tussenzandlaag	-4,0	2,38
B106	pleistoceen	-2,4	1,37
B107	tussenzandlaag	-4,0	1,81
B107	pleistoceen	-2,4	1,44

3.1.4 Opbarstveiligheid na realisatie piekberging

Het pleistoceen ligt in het gebied op circa -12 m+NAP (zie Bijlage 2). Uit de berekeningen (zie Bijlage 4) blijkt na het graven van de watergangen opbarsten vanuit het pleistoceen op veel locaties te verwachten is (zie Tabel 3.2). De te graven watergangen liggen zo diep dat deze op de meeste locaties insnijden in de aanwezige tussenzandlaag. Daar waar er nog een ondoorlatende laag overblijft onder de bodem van de watergang is deze zo dun dat deze zal opbarsten. De opbarstveiligheid vanuit de tussenzandlagen is daarom niet opgenomen in Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Opbarstveiligheid na aanleg piekberging

locatie	zandlaag	stijghoogte [m +NAP]	opbarstveiligheid [-]
DKM101	pleistoceen	-2,4	1,13
B101	pleistoceen	-2,4	1,34
B18	pleistoceen	-2,4	1,20
B102	pleistoceen	-2,4	1,02
B103	pleistoceen	-2,4	0,95
DKM108	pleistoceen	-2,4	0,94

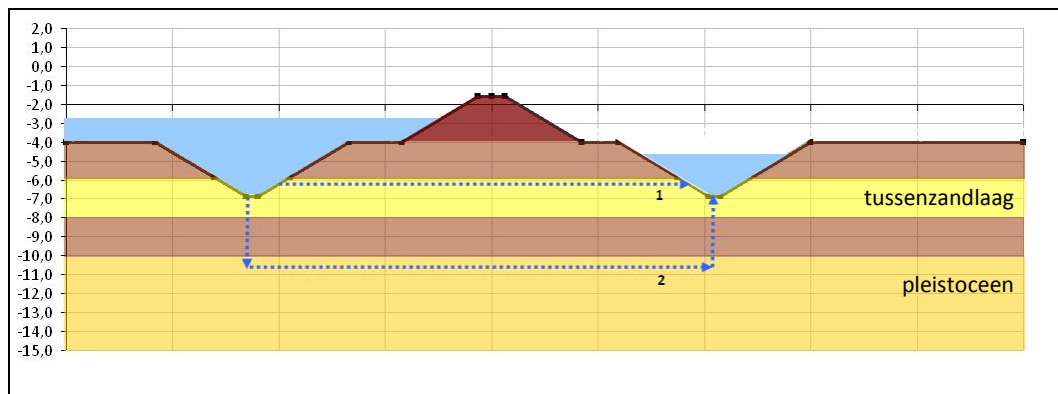
locatie	zandlaag	stijghoogte [m +NAP]	opbarstveiligheid [-]
B105	pleistoceen	-2,4	0,97
DKM109	pleistoceen	-2,4	1,12
B106	pleistoceen	-2,4	0,96
B107	pleistoceen	-2,4	1,03
DKM39	pleistoceen	-2,4	1,04

3.2 Piping

Het optreden van piping is in principe op twee manieren mogelijk:

1. Piping door pleistoceen
2. Piping door tussenzandlaag

De kwelwegen die bij beide situaties horen zijn in Figuur 3.3 schematisch weergegeven.



Figuur 3.3: Mogelijke kwelwegen

Piping kan op voorhans worden uitgesloten indien:

1. Het buitenwater kan intreden in de zandlaag (hydraulische kortsluiting)
2. Het water niet kan uittreden aan de binnenzijde, doordat de aanwezige deklaag niet opbarst.

Indien piping niet op voorhand kan worden uitgesloten, is berekend met de methode van Sellmeijer conform Technisch rapport Zandmeevoerende Wellen [1] wat de benodigde kwelweglengte is die nodig is om het optreden van het mechanisme piping tegen te gaan.

In Figuur 3.1 is aangegeven waar welke situatie voorkomt. In het geotechnisch lengteprofiel (Bijlage 2) is de grondopbouw over de lengte van de kade weergegeven.

Piping door pleistoceen

In het hele plangebied begint het pleistoceen op een diepte van circa -12 m+NAP. De bodem van de aan te leggen sloten ligt op -6,6 tot -7,0 m+NAP. Kwelwater kan aan de buitenzijde dus nergens intreden in het pleistoceen. Piping door het pleistoceen kan daarom in het geheel gebied worden uitgesloten.

Piping door tussenzandlaag

Zowel aan de binnenzijde als aan de buitenzijde van de piekberging komen nieuwe watergangen te liggen. Hoewel de exacte ligging en de dimensies van de watergangen nog niet exact bekend zijn, zullen deze watergangen er voor zorgen dat het water vanuit de piekberging kan intreden in de tussenzandlaag. De tussenzandlaag ligt namelijk slechts enkele meters onder maaiveld en komt op een deel van het traject zelfs tot aan maaiveld. De te graven watergangen aan de buitenzijde van de

piekberging liggen zo diep dat deze op de meeste locaties insnijden in de aanwezige tussenzandlaag. Daar waar er nog een ondoorlatende laag overblijft onder de bodem van de watergang is deze zo dun dat deze zal opbarsten.

Piping door de tussenzandlaag, die een dikte heeft van 2 tot 4 m, kan dus op voorhand niet worden uitgesloten. Er zijn daarom pipingberekeningen gemaakt volgens de methode van Sellmeijer. Hieruit volgt dat de benodigde kwelweglengte 10 maal het aanwezige verval bedraagt (zie Bijlage 5). Dit is de ondergrens van de methode van Sellmeijer. Het aanwezige verval is het verschil tussen het ontwerppeil en het polderpeil en bedraagt 3,6 m ($-2,4 \text{ m+NAP}$ minus $-6,0 \text{ m+NAP}$). De minimaal benodigde kwelweglengte bedraagt dus 36 m.

De benodigde kwelweglengte dient tijdens de aanleg gerealiseerd te worden. Hiervoor zijn verschillend mogelijkheden:

1. De aan te leggen sloten ver genoeg van de kade aanleggen en aantonen dat er tussen de sloot en de kade geen intredepunt kan ontstaan;
2. Het aanbrengen van een kleikist aan de binnen- en/of buitenzijde van de kade waardoor de kwelweglengte vergroot wordt;
3. Het aanbrengen van een constructie (kwelscherm) waarmee in de lengterichting van de kade de tussenzandlaag wordt afgesloten zodat er geen kwel stroom onder de kade kan ontstaan.

3.3 Conclusies

3.3.1 Opbarstveiligheid

Het graven van de watergangen zorgt voor een groter opbarst risico.

De te graven watergangen liggen zo diep dat deze op de meeste locaties insnijden in de aanwezige tussenzandlaag. Daar waar er nog een ondoorlatende laag overblijft onder de bodem van de watergang is deze zo dun dat deze zal opbarsten.

Ter plaatse van de te graven watergangen is op de meeste locaties binnen de piekberging opbarsten vanuit het pleistoceen te verwachten.

3.3.2 Piping

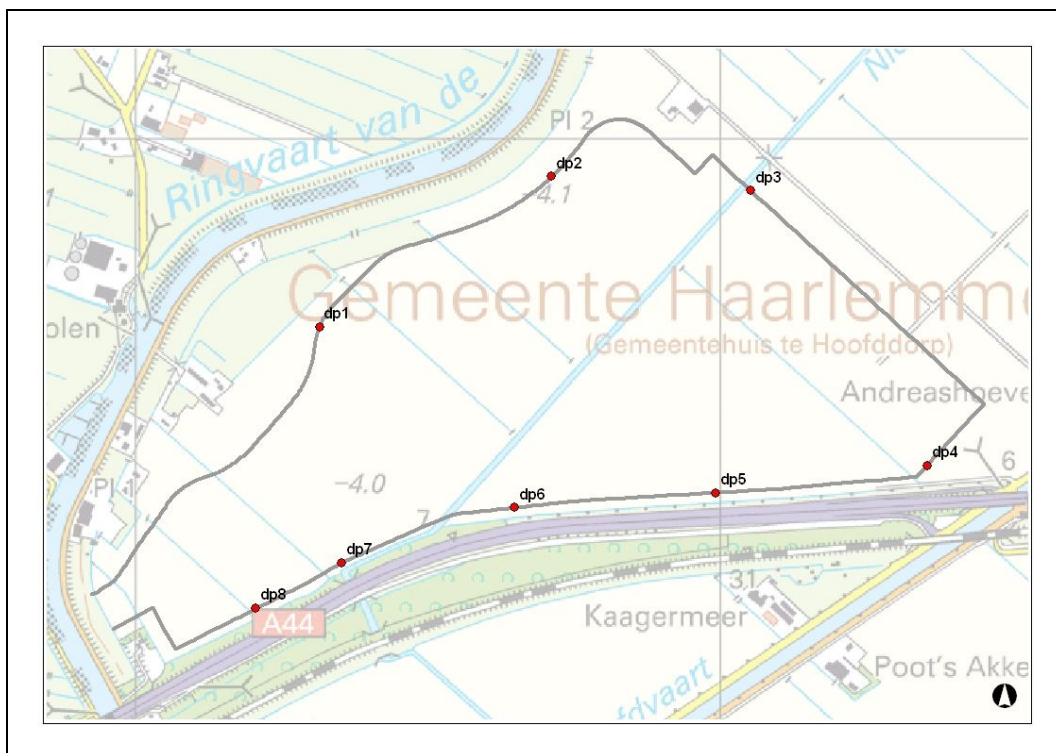
Piping door het pleistoceen kan niet optreden vanwege de aanwezigheid van slecht waterdoorlatende lagen onder de te graven sloten.

Om piping door de tussenzandlagen te voorkomen dienen tijdens de uitvoering maatregelen genomen te worden. Aangetoond moet worden dat de gerealiseerde kwelweglengte voldoende is om het mechanisme piping tegen te gaan.

4 Stabiliteit

4.1 Locaties berekeningen

Op 8 locaties zijn stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. Deze locaties zijn weergegeven in Figuur 4.1. In Tabel 4.1 is per profiel de boringen en/of sondering opgenomen waarop de bodemopbouw voor de berekening is gebaseerd. In deze tabel is ook het maaiveldniveau in opgenomen.



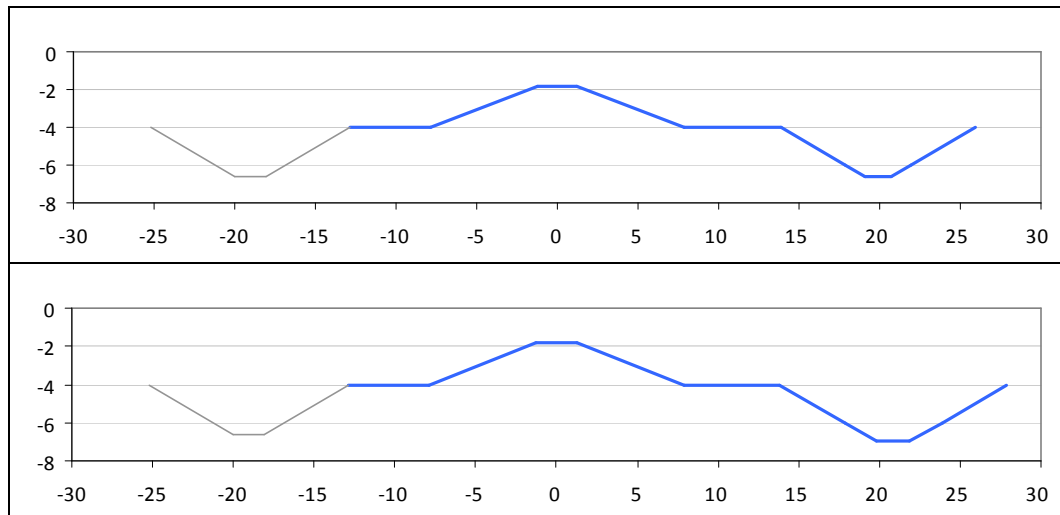
Figuur 4.1: Freatische lijn STBU

Tabel 4.1: Uitgevoerde berekeningen

Profiel	stabiliteits- berekening	zettings- berekening	boring/sondering	maaiveld [m+NAP]
dp1	x		DKM103	-4,0
dp2	x		DKM105 en B205	-4,3
dp3	x		DKM106 en B103	-4,1
dp4	x		DKM108 en B208	-4,5
dp5	x	x	DKM39	-4,0
dp6	x		DKM110 en B210	-4,3
dp7	x	x	DKM111	-4,0
dp8	x		DKM112 en B212	-3,8

4.2 Ontwerprofiel

Op 8 locaties is een ontwerpberekening gemaakt op basis van de profielen zoals deze zijn weergegeven in Figuur 4.2. Voor dp3 is aan de binnenzijde gerekend met een hoofdwatgang. Alle andere watgangen hebben de afmetingen van een 'overige watgang'. De watgangen aan de binnenzijde zijn in Figuur 4.2 in grijs weergegeven. Van deze watgangen liggen de dimensies en de exacte locatie nog niet vast. Er is daarom uitgegaan van een veilige aanname, namelijk de dimensies van een 'overige watgang' op een afstand van 6 m uit de teen van de kade.



Figuur 4.2: Ontwerpprofielen met overige watgang (boven) en hoofdwatgang (onder)

4.3 Stabiliteitsberekeningen

Voor het berekenen van de stabiliteit is per dwarsprofiel zowel de binnenwaartse als de buitenwaartse stabiliteit berekend.

4.3.1 Stabiliteit binnenwaarts - STBI

Voor de binnenwaartse stabiliteit is uitgegaan van het ontwerppeil. Omdat in het plangebied op veel locaties er gevaar voor opbarsten en opdrijven bestaat (zie paragraaf 3.1) zijn er per profiel drie berekeningen gemaakt:

1. berekening met methode Bishop, opbarsten treedt niet op;
2. berekening met de methode Bishop, opbarsten treedt op ter plaatse van de slootbodem (hier geldt: $c=0$ en $\phi=0$);
3. berekening met de methode UpliftVan.

4.3.2 Stabiliteit buitenwaarts - STBU

Voor de buitenwaartse stabiliteit uitgegaan van een val van het water in de piekberging tot aan polderpeil. In deze situatie is de freatische lijn in de kade nog op het niveau van de ontwerpwaterstand en de waterstand in de piekberging is dan gelijk aan polderpeil. In de praktijk zal het verschil in de kade en het peil in de piekberging kleiner zijn, omdat bij het legen van de piekberging het peil niet instantaan daalt naar polderpeil. Dit is dus een conservatieve schematisering.

Het ontwerpprofiel voldoet aan het profiel wat is beschreven in paragraaf 2.3. In is de geometrie weergegeven van ontwerpprofiel 1.

4.3.3 Resultaten

De berekende stabiliteitsfactoren zijn weergegeven in Tabel 4.2. De vereiste stabiliteitsfactor voor kadeklasse V bedraagt zowel voor de binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteit 1,0 (zie Tabel 2.1). De uitvoer van de stabiliteitsberekeningen is opgenomen in Bijlage 6.

Tabel 4.2: Berekende stabiliteitsfactoren

Profiel	STBI Bishop	STBI Bishop - opbarsten	STBI UpliftVan	STBU Bishop
dp1	1,32	1,32	1,35	1,12
dp2	1,14	1,14	1,32	1,00
dp3	1,38	1,34	1,64	1,37
dp4	1,15	1,15	1,39	1,01
dp5	1,12	1,09	1,56	1,02
dp6	1,14	1,14	1,50	1,00
dp7	1,12	1,12	1,70	1,02
dp8	1,31	1,27	1,60	1,15

Alle berekende stabiliteitsfactoren voldoen aan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,0. Dit betekent dat het ontwerpprofiel met een kruinhoogte van -1,8 m+NAP, een kruinbreedte van 2,5 m en taluds aan beide zijden van 1:3 voldoet aan de gestelde ontwerpisen.

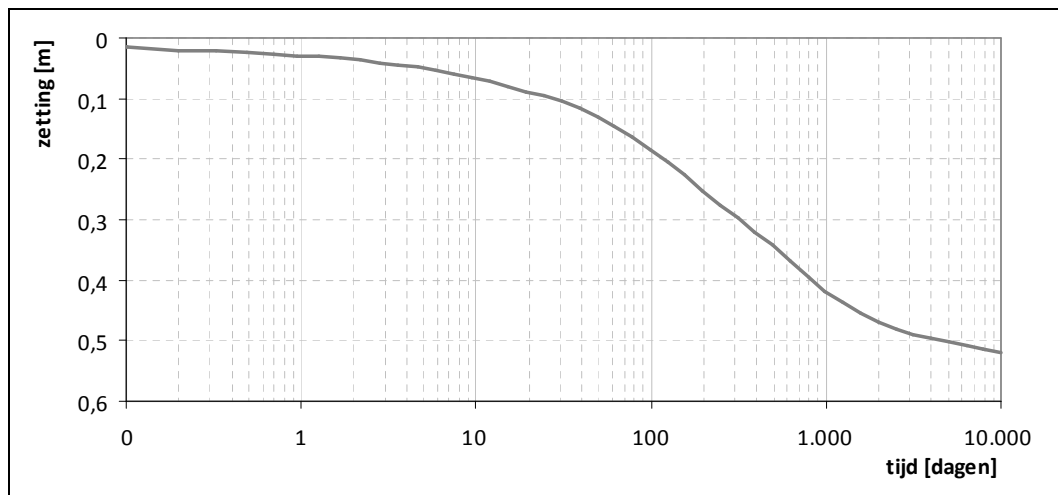
5 Zetting

5.1 Locaties berekeningen

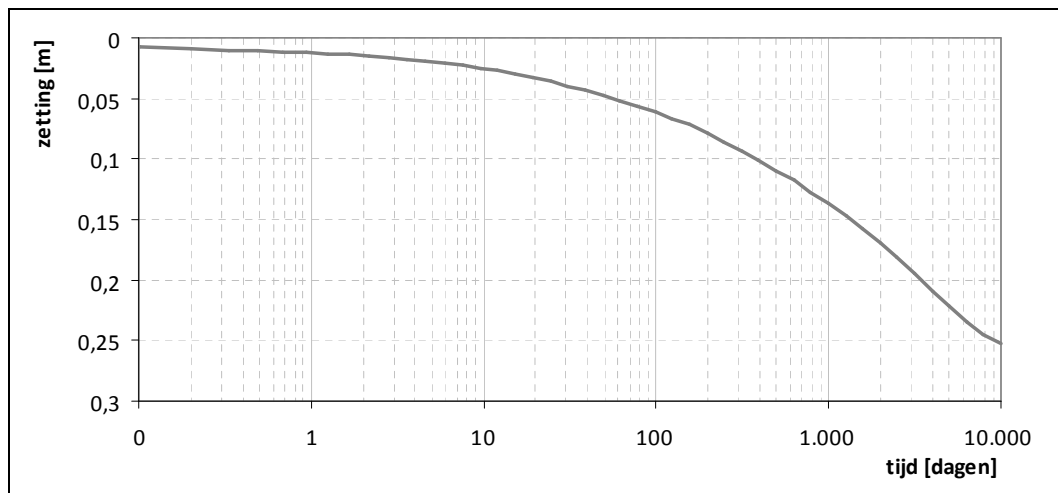
Op 2 locaties is een zettingsberekening uitgevoerd. Deze locaties zijn ter plaatse van dp5 (DKM39) en dp7 (DKM11). Zie ook Figuur 4.1 en Tabel 4.1. DKM39 is representatief voor de trajecten waar een tussenzandlaag aanwezig is. DKM111 is representatief voor trajecten waar een relatief dik pakket cohesieve lagen aanwezig is.

5.2 Berekeningen

In Figuur 5.1 en Figuur 5.2 zijn de resultaten van de zettingsberekeningen weergegeven. Na 30 jaar (10.000 dagen) is de totaal opgetreden zetting voor DKM39 0,52 m en voor DKM111 0,26 m. In de figuren is te zien dat voor DKM39 na circa 10 jaar 95% van de totale zetting is opgetreden. Voor DKM111 is na circa 10 jaar 80% van de totale zetting opgetreden. De lagen die het meest zettinggevoelig zijn, zijn de veenlagen en de humeuze kleilagen.



Figuur 5.1: Zettingsverloop na aanleg kade o.b.v. DKM39

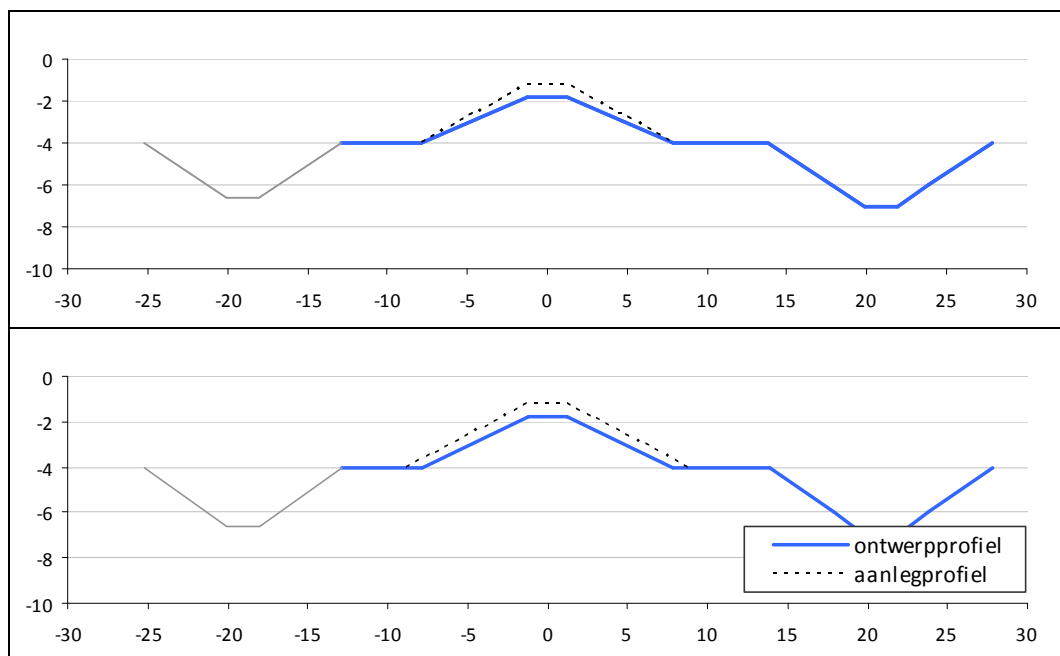


Figuur 5.2: Zettingsverloop na aanleg kade o.b.v. DKM111

Op basis van de uitgevoerde berekeningen is gedurende 30 jaar voor de gehele kade maximaal 0,6 m zetting te verwachten als gevolg van de aanleg van de kade.

Het aanlegprofiel is in deze fase niet geoptimaliseerd dit wordt overgelaten aan de aannemer. Het uiteindelijk aanlegprofiel hangt af van onder andere de volgende zaken:

- Het ruimtebeslag: de kade kan binnen het ruimtebeslag van het ontwerpprofiel worden aangelegd of met aan beide zijden van de kade met 1 extra meter ruimte beslag (zie Figuur 5.3).
- De onderhoudsvrije periode: de kade dient minimaal een hoogte te hebben van -1,8 m+NAP. Hoe minder bij de aanleg van de kade gecompenseerd wordt voor de zetting, hoe eerder er onderhoud nodig zal zijn.
- Zettingsversnellende maatregelen tijdens de uitvoering: door het nemen van maatregelen, zoals het toepassen van een voorbelasting, kan een deel van de optredende zettingen al gedurende de uitvoering gerealiseerd worden. Hierdoor wordt de aanleghoogte van de kade minder.

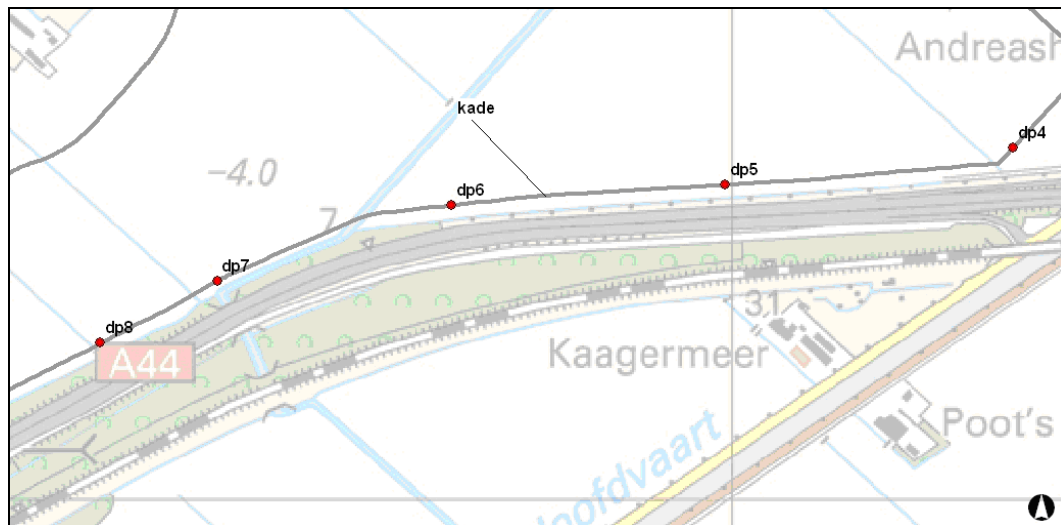


Figuur 5.3: Aanlegprofiel bij verschillend ruimtebeslag

6 Invloed kade op A44

6.1 Algemeen

De kades aan de zuidzijde van de piekberging komt parallel aan de A44 te liggen (zie Figuur 6.1) De aanleg van de kades kan theoretisch gezien invloed hebben op de nabij gelegen A44. Dit kan doordat de optredende zetting als gevolg van de kade

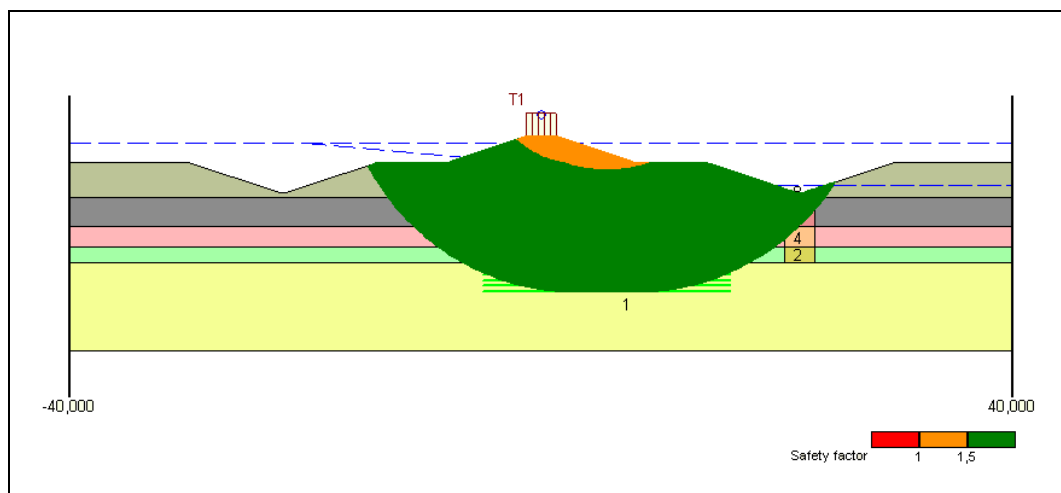


Figuur 6.1: Ligging kade ten opzichte van de A44

6.2 Berekening

6.2.1 Stabiliteit

Voor het deel van de kade dat parallel aan de A44 loopt zijn 4 stabiliteitsberekeningen uitgevoerd (zie Figuur 6.1 en paragraaf 4.3.1). In Figuur 6.2 is de safety overview gegeven van dp5. Hieruit blijkt dat de stabiliteitsfactor van de cirkels die in de buurt van de A44 komen een veiligheidsfactor hebben van meer dan 1,5. Dp6 en dp7 en dp8 laten eenzelfde beeld zien. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de invloed van de aan te leggen kade geen negatieve impact heeft op de A44.



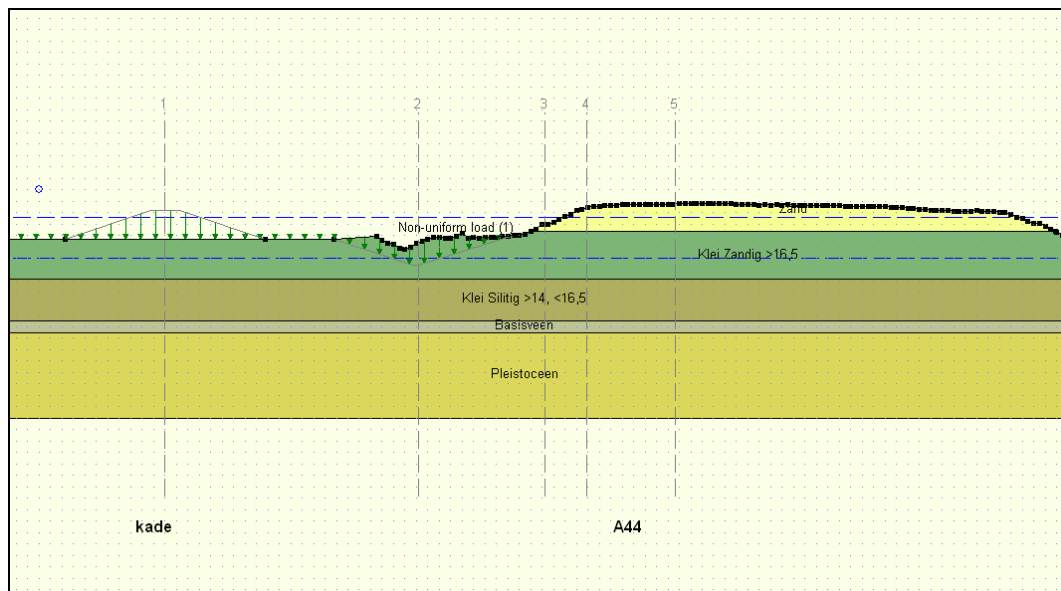
Figuur 6.2: safety overview dp5

6.2.2 Zetting

Om de invloed van de zetting op het weglichaam van de A44 te bepalen is een zettingberekening uitgevoerd. Daaruit blijkt dat de optredende zettingen als gevolg van de aanleg van de kade zetting ter plaatse van het weglichaam verwaarloosbaar zijn (zie Tabel 6.1 en Figuur 6.1).

Tabel 6.1: Berekende zetting

verticaal	zetting na 30 jaar [mm]
3	4
4	1
5	0



6.2.3 Conclusie

De invloed van de aan te leggen kade op de A44 is verwaarloosbaar.

7 Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk zijn de conclusies en aanbevelingen opgenomen die voorkomen uit het geotechnisch ontwerp van de waterkering.

7.1 Ophoogmateriaal

Om de erosie bestendigheid van de kade te garanderen dient het toe te passen kademateriaal te voldoen aan de volgende eigenschappen:

- Minimaal 1 m afdeklaag, categorie 1 voor het buitentalud en kruin.
- Voor het binnentalud wordt categorie 2 gehanteerd met een lagere eis voor gehalten lutum en zand (overeenkomstig wat momenteel wordt voorgeschreven voor kadeverbeteringen).

De eisen die gelden voor klei met erosieklasse 1 en 2 zijn terug te vinden in de “Standaard RAW bepalingen”.

7.2 Hoogte en zettingen

Afhankelijk van de bodemopbouw bedragen de te verwachten zettingen als gevolg van het aanleggen van de kade na 30 jaar 0,2 m tot 0,6 m. Een jaar na aanleg van de kade liggen de restzettingen rond de 0,20 m of minder. Hoe groot de zettingen aan aanleg exact zijn is op voorhand niet te zeggen dit hangt af van de wijze van uitvoering en de aangehouden bouwplanning.

Het kan zijn dat de aannemer eerst het grondwerk zal uitvoeren en vervolgens de kunstwerken, en dat bij oplevering de kering al 80 a 90% van de zettingen heeft gehad, en overal nagenoeg voldoet. Ook kan een aannemer er voor kiezen zettingsversnellende maatregelen te nemen.

Aandachtspunt bij de zettingen is de stabiliteit van het buitentalud. Nu voldoet het buitentalud op een paar locaties precies, maar indien de overhoogte wordt meegenomen, zal deze daar net niet voldoen, maar binnen een jaar na oplevering wel of nagenoeg, gezien de beperkte verwachte restzettingen van 0,20 m of minder. Indien zettingsversnellende maatregelen worden genomen door de aannemer kan de stabiliteit van de kade direct na aanleg wel voldoen.

7.3 Macrostabiliteit

Bij een talud van 1:3 is de stabiliteit van zowel het binnen- als het buitentalud gewaarborgd. Het binnentalud voldoet ruim aan de gestelde eisen. Om te voorkomen dat de stabiliteit van de kade na aanleg lange tijd niet voldoet, is het aan te bevelen om de volgende functionele eisen op te nemen: talud bij oplevering maximaal 1:2,5 en aan het einde van de levensduur minimaal 1:3.

De bovenomschreven aanpak is, in relatie tot de stabiliteit van het buitentalud, plausibel op grond van de volgende redenen.

- Er is gerekend met conservatieve ontwerpuitgangspunten: hoge freatische lijn, IPO-klasse V en stabiliteitsberekening met verwaarlozing van het positieve effect van het opgetreden zettingscunet. Gezien de tijd is er ook nog de kans dat de IPO-klasse van V naar III gaat, omdat het hier een polderkade betreft.
- Op basis van de uitgevoerde zettingspredicties is het inzicht opgedaan, dat de zettingen en de benodigde overhoogte relatief beperkt zijn en in een zeer korte periode optreedt. Het veiligheidsaspect is daarom ook praktisch gezien geen issue. Echter, streng vasthouden aan de eis van 1:3 direct bij oplevering kan leiden tot een forse overdimensionering van de kering in relatie tot de levensduur- c.q. onderhoudscyclus, en lijkt in strijd met de geest van de gevolgde UAV-GC-aanpak. Iets soepeler omgaan kan leiden tot aanzienlijk minder ruimtebeslag van de

dijk (tot een oppervlak 1 ha), aanzienlijk minder benodigde klei (orde 10.000 – 13.000 m³ klei) en daarmee tot een aanzienlijke economische besparing (orde van tonnen in euro's).

Op basis van de genoemde inzichten en gevolgen is geoordeeld dat de voorgestelde soepele benadering m.b.t. het ontwerp en de veiligheid verantwoord is, en is hiervoor gekozen.

7.4 Opbarstrisico

Het graven van de watergangen zorgt voor een groter opbarstrisico vanuit het pleistoceen dan het opbarstrisico in de huidige situatie. Ter plaatse van de te graven watergangen is op de meeste locaties binnen de piekberging opbarsten vanuit het pleistoceen te verwachten. Kwelwater vanuit het pleistoceen is brak en heeft dus een negatief effect op de waterkwaliteit van het oppervlaktewater.

De te graven watergangen liggen zo diep dat deze op de meeste locaties insnijden in de aanwezige tussenzandlaag. Daar waar er nog een ondoorlatende laag overblijft onder de bodem van de watergang is deze zo dun dat deze zal opbarsten. De hoerveelheid kwel vanuit de tussenzandlaag is beperkt en kan via de watergangen worden afgevoerd. Dit kwelwater heeft geen negatief effect op de waterkwaliteit van het oppervlaktewater.

Het aanwezige opbarstrisico heeft geen invloed op het ontwerp van de waterkering, zoals dat in deze rapportage is beschreven.

7.5 Piping

Piping door het pleistoceen kan niet optreden vanwege de aanwezigheid van slecht waterdoorlatende lagen onder de te graven sloten.

Om piping door de tussenzandlagen te voorkomen dienen tijdens de uitvoering maatregelen genomen te worden. Aangetoond moet worden dat de gerealiseerde kwelweglengte voldoende is om het mechanisme piping tegen te gaan.

8 Literatuur

- [1] Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen . Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, maart 1999.
- [2] Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, juni 2001.
- [3] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. Expertise Netwerk Waterkeren, Den Haag , september 2004.
- [4] Wiertsema en Partners. Geotechnisch onderzoek. Piekberging Haarlemmermeer te Hoofddorp. VN-57091-1. 12 februari 2013.

Bijlage 1: Kaart locaties grondonderzoek

Bijlage 2: Geotechnisch lengteprofiel

Bijlage 3: Berekening kruinhoogtemarge

Bijlage 4: Opbarstveiligheid

Bijlage 5: Pipingberekeningen

Bijlage 6: D-Geo Stability uitvoer