




Addendum ontwerpadvies (toetsing overige profielen)

29 oktober 2015 - Versie 3.0

Autorisatieblad

Rotterdamsebaan - Inrichting Vlietzone

Leggerwijziging

| | Naam | Paraaf | Datum |
|----------------|-------------------------------------|---|--------------|
| Opgesteld door | drs. G. Colard / B. Dijkstra MSc |  | 29-10-2015 |
| Controle door | ing. H.M. van der Eem |  | 29-10-2015 |
| Vrijgave door | ing L. van Geel |  | 29-10-2015 |

Inhoudsopgave

| | |
|--|-----------|
| Inleiding | 4 |
| 1.1 Aanleiding | 4 |
| 1.2 Leeswijzer | 4 |
| 2 Projectomschrijving | 5 |
| 2.1 Algemeen | 5 |
| 2.2 Scope | 5 |
| 2.2.1 Vakindeling projectgebied | 6 |
| 3 Uitgangspunten en randvoorwaarden | 8 |
| 3.1 Ontwerprichtlijnen en toetsleidraden | 8 |
| 3.2 Algemene uitgangspunten | 8 |
| 3.3 Algemene uitgangspunten ontwerp | 8 |
| 3.4 Uitgangspunten bestaande kade | 9 |
| 3.5 Uitgangspunten planning | 10 |
| 3.6 Geohydrologische uitgangspunten | 10 |
| 3.6.1 Huidige situatie | 10 |
| 3.6.2 Toekomstige situatie | 10 |
| 3.6.3 Samenvatting geohydrologie | 12 |
| 3.6.4 Uitgangspunten waterpeilen | 12 |
| 3.7 Hydraulische belastingsituaties | 13 |
| 3.8 Waterdoorlatendheid van het tussen zandpakket | 14 |
| 3.9 Grondparameters | 14 |
| 3.9.1 Gebruikt grond-onderzoek | 17 |
| 3.10 Berekeningen | 17 |
| 3.10.1 Zettingen | 17 |
| 3.10.2 Stabiliteit | 19 |
| 3.10.3 Aandachtspunt situatie buiten | 21 |
| 3.11 Beoogde bouwplanning | 22 |
| 3.12 Aanvullende berekeningen | 22 |
| 3.12.1 Ontwerp van de damwand aan de Kansjesmolensloot | 22 |
| 3.12.2 Invloed op bestaande boezemkade | 23 |
| 3.13 Aansluiting bestaande kade met nieuwe waterkering | 25 |
| 4 Werkwijze | 27 |
| 4.1 Algemeen | 27 |
| 4.1.1 HTL / HTO | 27 |
| 4.1.2 STPI | 27 |
| 4.1.3 STBI | 27 |
| 4.1.4 STBU | 28 |
| 5 Beoordeling veiligheid | 29 |
| 5.1 Algemeen | 29 |
| 5.2 Beoordeling hoogte en geometrie | 29 |
| 5.3 Risico hydraulische kortsluiting | 30 |
| 5.4 Opbarsten en piping | 30 |
| 5.5 Macrostabieliteit binnentalud | 31 |
| 5.6 Macrostabieliteit buitentalud | 34 |

| | | |
|---------------------|--|-----------|
| 5.7 | Uitvoeringsfasering | 35 |
| 5.8 | Toets damwand kop Kansjesmolensloot | 37 |
| 5.8.1. | <i>Uitgangspunten</i> | 37 |
| 5.8.2. | <i>Berekenings-resultaat</i> | 40 |
| 5.8.3. | <i>Conclusie</i> | 40 |
| 5.9 | Invloed op bestaande boezemkade | 40 |
| 5.9.1. | <i>Verticale vervormingen</i> | 41 |
| 5.9.2. | <i>Horizontale vervormingen</i> | 41 |
| 6 | Conclusie | 43 |
| 6.1 | Algemeen | 43 |
| 6.2 | Beoordeling hoogte (HTL / HTO) | 43 |
| 6.3 | Risico hydraulische kortsluiting | 43 |
| 6.4 | Opbarsten en piping (STPI) | 43 |
| 6.5 | Macrostabieliteit binnentalud (STBI) | 44 |
| 6.5.1. | <i>Uitvoeringstabieliteit</i> | 44 |
| 6.5.2. | <i>Stabiliteit bij oplevering - Situatie met volle berging</i> | 44 |
| 6.5.3. | <i>Stabiliteit bij oplevering - Situatie direct na legen berging</i> | 44 |
| 6.5.4. | <i>Eindstabieliteit</i> | 44 |
| 6.6 | Macrostabieliteit buitentalud (STBU) | 44 |
| 6.6.1. | <i>Uitvoeringstabieliteit</i> | 44 |
| 6.6.2. | <i>Eindstabieliteit</i> | 44 |
| 6.7 | Damwand kop Kansjesmolensloot | 45 |
| 6.8 | Invloed op bestaande boezemkade door ophoging zuidzijde | 45 |
| 6.9 | Knelpunten / conflict ontwerp – eis waterkering | 45 |
| | Colofon | 46 |
| Bijlage I | Situatietekening projectgebied Vlietzone | |
| Bijlage II | Beschikbaar bodemonderzoek | |
| Bijlage III | Sterkte parameters Vlietzone (Sigma/Tau) | |
| Bijlage IV | Resultaten opbarsten en piping | |
| Bijlage V | Resultaten D-Geo-Stability | |
| Bijlage VI | Resultaten D-Settlement | |
| Bijlage VII | Resultaten D-Sheet piling | |
| Bijlage VIII | Berekening infiltratie en kwel | |

Inleiding

1.1 Aanleiding

In het kader van het project Rotterdamsebaan wordt het gebied de Vlietzone aangepast. Hiervoor worden grondwerkzaamheden uitgevoerd voor onder andere:

- Een nieuwe parkeergelegenheid (ophoging);
- Een waterberging met aanleg van een nieuwe regionale waterkering;
- Een landschappelijke inpassing Drievliet;
- Het aanleggen van toeritten (ophogingen) ten behoeve van de traverse over de Rotterdamsebaan.

Naar verwachting wordt de Vlietzone in de periode 2017-2019 ingericht (bron gemeente Den Haag – bericht d.d. 30-03-2015).

Ten gevolge van het realiseren van de nieuwe waterberging en de regionale waterkering wordt de bestaande regionale waterkering (boezemkade) aangepast. Ten behoeve van aanpassing van de waterkering dient een vergunningaanvraag te worden ingediend bij Hoogheemraadschap van Delfland. Als gevolg van de aanvraag zal door Delfland een leggerwijzigingsprocedure worden opgestart, omdat er wijzigingen aan waterstaatswerken (waterkeringen en watergangen) plaatsvinden. Voor de aanpassing van de waterkering heeft de gemeente Den Haag aan Movares Nederland B.V. gevraagd om zowel ontwerptekeningen als geotechnische adviezen ten behoeve van de vergunningaanvraag op te stellen.

Door Bosch-Slabbers is in opdracht van de projectorganisatie Rotterdamsebaan een ontwerp gemaakt van de nieuwe waterkering en de landschappelijke aanpassing. Het ontwerp van de nieuwe waterkering dient getoetst te worden aan vigerende regelgeving op het gebied van regionale waterkeringen en boezemkaden. In dit rapport worden de resultaten van deze toetsing beschreven. Wanneer onderdelen van de scope niet aan de eisen voldoen, worden oplossingsrichtingen gegeven.

1.2 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt het project en de scope van de opdracht beschreven. In hoofdstuk 3 worden uitgangspunten en randvoorwaarden uiteengezet. In hoofdstuk 4 wordt de werkwijze van de toetsing behandeld. In hoofdstuk 5 worden de resultaten van de beoordeling op veiligheid van de nieuwe en bestaande kade gegeven. Op de conclusie wordt in hoofdstuk 6 ingegaan.

2 Projectomschrijving

2.1 Algemeen

Door het realiseren van de nieuwe waterberging in het gebied van de Vlietzone dient de ligging en omvang van de huidige waterkeringen te worden aangepast. In het kader van deze aanpassingen aan de waterkeringen worden grondwerkzaamheden uitgevoerd. Door Bosch-Slabbers is een architectonisch ontwerp gemaakt van het gebied waarin de nieuwe waterkering zich bevindt.

De functie van de huidige Kanjesmolenslootkade zal in het nieuwe ontwerp vanwege het creëren van een watercompensatiemaatregelen deels komen te vervallen (zie figuur 2-1 bestaande kade vak A). Een deel van de bestaande boezemkade zal haar functie (zie figuur 2-1 vak F) behouden.

In een eerdere fase is een ontwerpadvies opgesteld (september 2015) waarin een beperkt aantal representatieve dwarsprofielen is behandeld met betrekking tot geotechnische faalmechanismen van het ontwerp van de nieuwe regionale waterkering en enkele onderdelen van de huidige boezemkade. Daarbij lag de focus op eisen, die zijn gesteld aan regionale waterkeringen en eisen die in het kader van omgevingsbeïnvloeding gelden:

- (Rest)zettingseisen;
- Eisen aan stabiliteit van de waterkering tijdens uitvoering, oplevering en in de eindsituatie;
- Raakvlakken met omgeving (invloed op omgeving zoals zettingen en horizontale grondvervormingen op naastgelegen constructies).

Het doel van deze rapportage is het presenteren van de berekeningsresultaten voor de overige dwarsprofielen. Dit rapport dient als addendum op het eerder genoemde ontwerpadvies van september 2015.

2.2 Scope

Op basis van de scope van aanpassingen van de waterkering is de insteek van voorliggend rapport bepaald. De inhoud van dit rapport is in onderstaande tabel weergegeven.

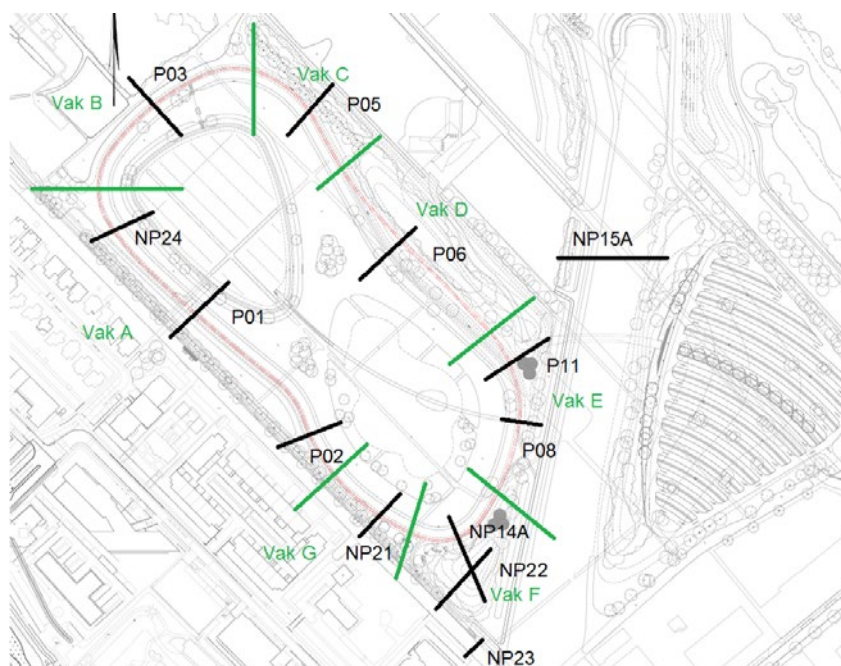
Tabel 2-1 : Inhoud rapport

| Onderdeel | Toetsregime | Berekeningen |
|---|-------------------------------|--|
| Nieuwe situatie (ontwerp) Regionale waterkering | Ontwerp | Zetting en stabiliteit (D-Settlement en D-Geo Stability) |
| Ophoging nabij de kop van de Kansjesmolensloot (vak F) | Geen (invloed op de omgeving) | EEM Plaxis (invloed op boezemkade) |
| Damwand Kansjesmolensloot | Ontwerp | Damwand (D-Sheet piling) |
| Bestaande situatie | Geen | Verificatie huidige veiligheid |
| Vervallen situatie Kansjesmolenslootkade | - | - |

In tabel 2-1 wordt onderscheid gemaakt in de beschouwing van het ontwerp van de nieuwe kade op geotechnische faalmechanismen en de verificatie van veiligheid van de bestaande kade. In dit rapport wordt voor beide onderdelen eenzelfde werkwijze gehanteerd. Er wordt echter wel onderscheid gemaakt in de te hanteren veiligheidsfactoren en overige randvoorwaarden.

2.2.1. Vakindeling projectgebied

Het projectgebied is opgedeeld in een aantal vakken. De vakindeling is voornamelijk bepaald op basis van maatgevende veranderingen in de geometrie. Daarnaast is geselecteerd op basis van bodemopbouw en hydraulische belastingen. In onderstaande figuur zijn de vakindeling en beschouwde profielen weergegeven. Per kadevak is er ten minste één dwarsprofiel beschouwd.



Figuur 2-1 : Situatie vakindeling projectgebied en dwarsprofielen

Er zijn in het kader van deze opdracht in totaal 13 dwarsprofielen beschouwd. In onderstaande tabel wordt per dwarsprofiel aangegeven tot welk onderdeel deze behoort en voor welk deel van de waterkering deze maatgevend is gesteld.

Tabel 2-2 : Overzicht vakindeling projectgebied

| Vak | Lengte | Dwarsprofiel | Onderdeel | Omschrijving |
|-----|--------|--------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| A | 280m | P01 | Ontwerp | Nieuwe kering nabij watercompensatie |
| | | P02 | Ontwerp | Nieuwe kering nabij watercompensatie |
| | | NP24 | Ontwerp | Nieuwe kering nabij watercompensatie |
| B | 135m | P03 | Ontwerp | Profiel waterberging westkant |
| C | 100m | P05 | Ontwerp | Nieuwe kering nabij hal Drievliet |
| D | 175m | P06 | Ontwerp | Nieuwe kering nabij hal Drievliet |
| | | NP15A | Ontwerp | Kanteldijk nabij verdiepte ligging |
| E | 125m | P11 | Ontwerp | Nieuwe kering nabij verdiepte ligging |
| | | P08 | Ontwerp | Nieuwe kering nabij verdiepte ligging |
| F | 80m | NP14A | Ontwerp | Nieuwe kering nabij verdiepte ligging |
| | | NP22 | Ontwerp en bestaande kering | Ophoging nabij verdiepte ligging |
| | | NP23 | Ontwerp | Damwand kopse kant bestaande kering |
| G | 70m | NP21 | Ontwerp | Nieuwe kering en bestaande kering |

De nummering van de dwarsprofielen komt overeen met de nummering op de tekeningen genoemd in paragraaf 3.2.

Voor de dwarsprofielen P01, P03, P06 en NP21 zijn in het ontwerpadvies van september 2015 de optredende zettingen berekend en is de stabiliteit van de nieuwe kade tijdens de uitvoering tot aan de eindsituatie getoetst. De resultaten van deze berekeningen zijn in het ontwerpadvies "Rotterdamsebaan – Inrichting van de Vlietzone – Leggerwijziging – Rapportage ontwerpadvies DO-fase regionale waterkering", Movares, kenmerk GMV-GC-150007716, versie 2.0, status vrijgegeven, d.d. 23-09-2015 gerapporteerd.

3 Uitgangspunten en randvoorwaarden

3.1 Ontwerprichtlijnen en toetsleidraden

Voor het ontwerp en de beoordeling van de veiligheid van de nieuwe (en bestaande) waterkering is gebruik gemaakt van de volgende documenten:

- Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, TAW, 2001.
- Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, ENW, juli 2007.
- Leidraad toetsen op veiligheid regionale keringen – katern boezemkaden, STOWA, 2007.
- Addendum leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen betreffende de boezemkaden, STOWA, 2010.
- Handreiking Constructief Ontwerpen, TAW, 1994.
- Technisch Rapport Waterspanning bij Dijken, TAW, september 2004.
- Technisch Rapport Klei voor Dijken, TAW, mei 1996.
- Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, TAW, maart 1999
- NEN9997-1:2011 Eurocode 7.
- Proevenverzameling Delfland, Eindrapportage CO-374520/14, Grondmechanica Delft, november 1997.
- Bijlagen behorend bij het document Functioneel Ontwerpproces Boezemkaden, 7 nov. 2008 van Hoogheemraadschap van Delfland (bijlagen *Waterkeringen in grond* en *Zettingssnelheidskaart*).
- Leidraad en Addendum Toetsen op Veiligheid Regionale Keringen, STOWA 2007.
- RRD systematiek eenvoudige toetsing regionale waterkeringen Delfland.
- Rapportage Toetsing regionale keringen, Hoogheemraadschap van Delfland, definitief, maart 2013.
- PvE Bergingsgebied Vlietzone (Molenvlietpark), Hoogheemraadschap van Delfland, 11-11-2014.
- Adviesnota Vlietzone / Rotterdamsebaan Ontwerpeisen kanteldijken. Hoogheemraadschap van Delfland, 28 november 2011.

3.2 Algemene uitgangspunten

De volgende uitgangspunten en randvoorwaarden zijn gehanteerd:

- Ontwerptekening "Rotterdamsebaan - VO Molenvlietpark – profielen", Bosch-Slabbers, kenmerk ROBA-CF-ECM-TEK-0033, 28 januari 2015.
- Ontwerptekening "Rotterdamsebaan – Leggerwijziging", Movares, kenmerk D90-RTI-AU-1500001, concept 17 februari 2015.
- Notitie "Den Haag, Vlietzone / Rotterdamsebaan, aanleg tunnel, ontwerpeisen kanteldijken", HHDL, 28 november 2011.
- 71.223 Hoge Broekpolder langs Kansjesmolensloot (kade 2) Deelrapport A – Beoordeling veiligheid, Royal Haskoning, 1 november 2008.
- Grondonderzoek uitgevoerd in het kader van RoBa (zie bijlage II).

3.3 Algemene uitgangspunten ontwerp

Bij het ontwerp is uitgegaan van de volgende uitgangspunten:

- locatie: kadevak 12;
- IPO-norm boezemkade: klasse III;
- planperiode: 10 jaar;
- technische levensduur grondconstructie: 50 jaar;

- bij het ontwerpen dient rekening te worden gehouden met een planperiode van 10 jaar;
- gedurende de planperiode dient de kade te voldoen aan een ontwerphoogte van minimaal NAP +0,20 m;
- kruinbreedte bij oplevering minimaal 2,5 m;
- talud kerende zijde bij oplevering minimaal 1:3;
- talud binnenzijde bij oplevering minimaal 1:3;
- Tijdens uitvoering mag de bestaande kade een lagere stabiliteit binnentalud (STBI) hebben, namelijk minimaal 0,85;
- De nieuwe kade dient bij oplevering minimaal te voldoen aan een stabiliteit binnentalud (STBI) van 0,90;
- binnen de planperiode dient de kade een stabiliteit binnentalud (STBI) 0,95 te bereiken;
- bij oplevering dient zowel met de belastingsituaties ‘volle berging’ als met de belastingsituatie ‘direct na legen van de berging’ de stabiliteit te zijn beschouwd;
- de kern van de kade bestaat uit zand. Hierop komt een deklaag van klei erosieklasse II van minimaal 1 meter aan de kerende zijde en minimaal 0,60 m op de kruin en het talud aan de binnenkant. Hiervoor is certificering / keuringsrapport vereist waaruit blijkt dat de toe te passen klei erosieklasse II heeft. Het chloride-gehalte van het te leveren zand mag de waarde van 200 mg per kilogram droge stof (droog zand) niet overschrijden;
- voor de aanleghoogte wordt rekening gehouden met een overhoogte o.b.v. een autonome zetting van 1,0 cm per jaar met daarbij opgeteld de restzetting gedurende planperiode;
- voor de zettingsberekening dient rekening te worden gehouden met maximaal 50 cm restzetting gedurende een consolidatieperiode van 30 jaar;
- voor de nieuwe kade direct langs de nieuw aan te leggen weg kan rekening worden gehouden met de voorbelastingen ten behoeve van de wegaanleg en eventuele kleinere restzettingen als gevolg van de mogelijk hogere voorbelastingen van de weg.

3.4 Uitgangspunten bestaande kade

Bij het beoordelen van de veiligheid van de bestaande kade op locatie van dwarsprofiel P01 en NP21 is uitgegaan van de volgende eisen:

- de kade mag niet worden afgegraven als de bestaande situatie hoger is en het talud flauwer dan het minimaal vereiste;
- de stabiliteit van de kade tijdens uitvoering dient minimaal 0,85 te zijn, rekening houdend met bovenbelasting van maximaal 5 kN/m² over een strook van 2,5 m of voertuigenbelasting van maximaal 7 ton op de kruin, inclusief lading;
- indien de kade wordt aangepast of wordt verlegd buiten leggerprofiel gelden de eisen voor kadeverbetering. Dat houdt in dat de hoogte dan dient te voldoen aan NAP+0,20 m en de stabiliteit direct na oplevering minimaal 0,95 moet zijn;
- de invloed van de berging op de stabiliteit dient te worden uitgerekend, inclusief voor de belastingsituatie direct na legen van de berging;
- de stabiliteit van de bestaande kade mag tijdens de bouwfase niet verslechteren als gevolg van de aanleg van de nieuwe waterkering.
- De overige eisen met betrekking toetsing van de bestaande boezemkade zijn gelijk aan de eisen uit paragraaf 3.3.

3.5 Uitgangspunten planning

Naar verwachting wordt de Vlietzone in de periode 2017-2019 ingericht (bron gemeente Den Haag – bericht d.d. 30-03-2015). Bij de berekeningen is er daarom van uitgegaan dat de oplevering van het park 2 jaar na start werkzaamheden zal plaatsvinden (oplevering $t = 2$ jaar).

3.6 Geohydrologische uitgangspunten

De bodem is opgebouwd uit een deklaag waaronder een zandpakket aanwezig is; het 1^e watervoerende pakket. De onderzijde van de deklaag ligt op NAP -17 m à NAP -18 m. De deklaag is tot circa NAP -3 m opgebouwd uit voornamelijk klei en veen (met soms een zandlaag), tussen NAP -3 m en NAP -10 m à NAP -13 m uit matig fijn zand. In deze zandlaag zijn klei- en veenlagen aanwezig. Onder deze zandlaag is tot NAP -17 m à NAP -18 m klei en veen aanwezig. Onder deze lagen bevindt zich een dik pakket dat is opgebouwd uit matig grof tot uiterst grof zand uit het Pleistoceen. Dit zandpakket heet het 1^e watervoerende pakket. De zandlaag in de deklaag wordt het ondiep watervoerende pakket of tussenzandlaag genoemd.

De waterstand bovenin de deklaag wordt aangeduid als de freatische grondwaterstand, de waterstand (of eigenlijk waterdruk) in het ondiepe en 1^e watervoerende pakket wordt stijghoogte genoemd. In de Vlietzone ligt het grondwaterpeil nabij het peil van het oppervlaktewater. Aangezien de stijghoogte in het 1^e watervoerende pakket lager is dan de freatische grondwaterstand, is er in de deklaag (ondiep watervoerend pakket) sprake van een neerwaartse grondwaterstroming (infiltratie).

Nabij het boezemwater is sprake van een opwaartse grondwaterstroming (kwel); water stroomt vanuit de boezem via de tussenzandlaag naar de sloten in de lager gelegen polder.

3.6.1. Huidige situatie

Ter plaatse van de locatie van het toekomstige Molenvlietpark is circa 11.350 m² oppervlaktewater aanwezig. Het huidige polderpeil bedraagt NAP -1,45 m. Het niveau van de slootbodem is ingeschat op circa NAP -2,0 m. De weerstand van de kleilaag (dikte circa 1,2 m) onder de slootbodem is ingeschat op 120 dagen. Het stijghoogteverschil (waterpeil – stijghoogte ondiep watervoerend pakket) is afgeleid van metingen (Toetsing Hoge Broekpolder, Kansjesmolensloot, Hoogheemraadschap van Delfland, juni 2009): 0,25 m.

Met de formule in bijlage VIII leidt dit tot een infiltratie in de huidige situatie van:
 $11.350 * 0,25/120 = 24 \text{ m}^3/\text{dag}$.

3.6.2. Toekomstige situatie

In de toekomstige situatie wordt ter plaatse van het Molenvlietpark het maaiveld verlaagd. Het polderpeil wordt verlaagd van NAP -1,45 m naar NAP -1,77 m/ NAP -1,93 m. De minimale bodemdpte is 1 m. Dit leidt tot een niveau slootbodem van NAP -2,93 m. Ook wordt er circa 33.300 m² nieuw water gegraven. Het bovenste waterremmende pakket wordt dientengevolge voor een groot deel afgegraven. Er blijft een klei- en veenlaag achter met een dikte van enkele decimeters. Dit heeft tot gevolg dat er opbarsten optreedt. Dit opbarsten brengt risico's met zich mee en leidt tot een toename van de waterstroming vanuit de boezem naar het park. Deze toename heeft mogelijk gevolgen voor de waterhuishouding van het park.

Opbarsten deklaag

Doordat na ontgraving tot NAP -2,93 m de waterdruk in de tussenzandlaag hoger is dan het gewicht van de bovenliggende bodemlagen (en water), zullen er scheuren

ontstaan (voorkeursbanen) waardoor water zal stromen. De grootte van de waterstroming is afhankelijk van het verhang over de waterkering en kan tot gevolg hebben dat zand wordt meegevoerd. Dit mechanisme kan in theorie leiden tot bezwijken van de waterkering. Echter, dit is niet het geval vanwege het niet voorkomen van zandvoerende wellen (zie controle op piping van de verschillende dwarsprofielen, paragraaf 6.4 en bijlage IV).

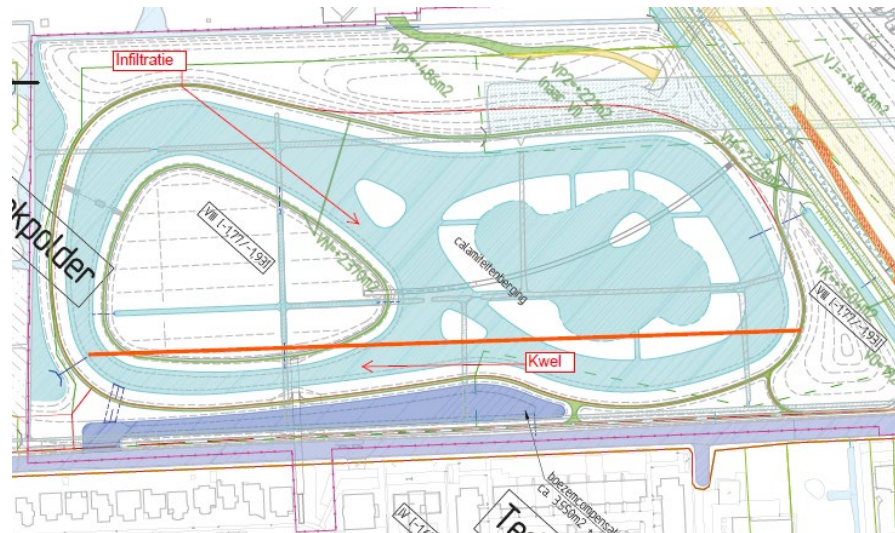
Waterhuishouding van het park

De aanleg van het park heeft twee belangrijke gevolgen:

- de waterstroming vanuit de boezem naar de polder neemt toe (kwel), dit beperkt zich tot een strook met een bepaalde breedte achter de waterkering;
- de neerwaartse stroming vanuit het oppervlaktewater in het park naar de ondergrond neemt toe (infiltratie/wegzijing).

De kwel is ingeschat op 320 - 430 m³/dag. In bijlage VIII zijn de uitgangspunten en de berekening vermeld. Tevens is afgeleid dat de breedte van de strook waarin de kwel optreedt, 25 à 30 m bedraagt. In de rest van het park zal infiltratie (blijven) optreden. Dit is weergegeven in figuur 3-1.

Het wateroppervlak waar water opkwelt (kwelzone) bedraagt circa 6.600 m². Het oppervlaktewater waaruit water wegzijgt heeft een grootte van 33.300 – 6.600 = 26.700 m². De weerstand van het achtergebleven deel van de deklaag tussen NAP -2,93 m en NAP -3,1 m à NAP -3,5 m is ingeschat op 20 à 30 dagen en het stijghoogteverschil op minimaal 0,1 m. Dit leidt tot een inschatting van de infiltratie van $(26.700 * 0,1)/(20 \text{ à } 30) = 70 \text{ à } 140 \text{ m}^3/\text{dag}$.



Figuur 3-1: Ligging kwel- en infiltratiegebieden in Molenvlietpark

In het Molenvlietpark zal in de toekomst meer water toestromen dan wegzijgen. De netto toename bedraagt maximaal $430 - 70 = 360 \text{ m}^3/\text{dag}$ (15 m³/uur, 4,2 l/s). Bij een parkgrootte van circa 6 ha bedraagt deze toename 0,7 l/s/ha. Dit is minder dan de 'normale' afvoer die het Hoogheemraadschap voor poldergebieden hanteert van 1,7 l/s/ha.

In de huidige situatie wordt boezemwater via de landgoederen ingelaten in de polder. Een deel van dit water zijgt weg naar de ondergrond. De kwaliteit van het grondwater is daarmee gelijk aan de kwaliteit van het boezemwater. Dit zal in de toekomst niet veranderen.

3.6.3. Samenvatting geohydrologie

Na aanleg neemt in een groot deel van het park de infiltratie (wegzijging) van oppervlaktewater naar het ondiep watervoerende pakket toe.

Na aanleg van het park zal in een strook achter de boezem de opwaartse waterstroming (kwel) toenemen. Dit water is afkomstig uit de boezem en leidt niet tot een verandering van de kwaliteit van het water in het park of het grondwater onder het park.

In de toekomst dient er water uit het park te worden afgevoerd. Deze afvoer is ('worst case') ingeschat op 0,7 l/s/ha. Deze afvoer is kleiner dan de norm die het waterschap hanteert (1,7l/s/ha).

Er is geen risico op piping tussen de Kansjesmolensloot en de waterberging. Dit wordt bevestigd door de toets, waarvan de resultaten in hoofdstuk 5 worden behandeld.

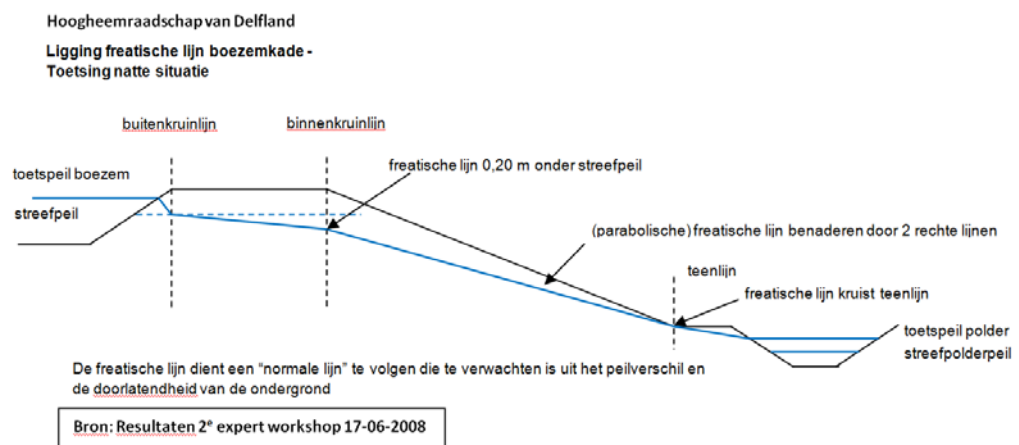
3.6.4. Uitgangspunten waterpeilen

De freatische grondwaterstand varieert tussen NAP -1,77 m à NAP -1,93 m. Stijghoogte pleistoceen is NAP -3,2m. Stijghoogte tussenzand is NAP -0,98 tot -2,2m. Met betrekking tot de te hanteren boezempeilen zijn de volgende waterstanden aangehouden:

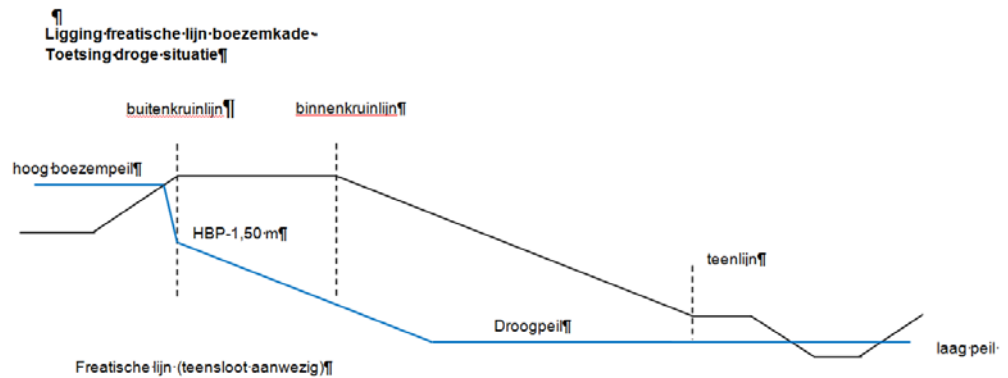
- Ontwerppeil boezem: NAP -0,13m,
- Streefpeil boezem: NAP -0,43m,
- Hoog boezempeil: NAP -0,37m,
- Laag boezempeil: NAP -0,63m.

In figuur 3-2 en 3-3 is weergegeven hoe de freatische lijn is geschematiseerd in de belastingsituaties "nat" en "droog" ten behoeve van de binnenwaartse stabiliteit.

Figuur 3-2 : Schematisatie verloop freatisch vlak "nat" voor boezemkade



Figuur 3-3 : Schematisatie verloop freatisch vlak “droog”



3.7 Hydraulische belastingsituaties

In onderstaande tabel zijn de hydraulische belastingsituaties gegeven waarmee per toetspoor is gerekend.

Tabel 3-1 : Hydraulische belastingsituaties (freatisch vlak)

| Ontwerpspoor | Belastingsituatie | Boezemwaterstand | [m t.o.v. NAP] | Polderwaterstand | [m. t.o.v. NAP] |
|---------------------------------------|-------------------|--------------------|----------------|------------------------|-----------------|
| STBI (stabiliteit binnenwaarts) | nat | ontwerppeil boezem | -0,13 | hoog polderpeil | -1,77 |
| | droog | hoog boezempeil | -0,37 | laag polderpeil | -1,93 |
| STBU (stabiliteit buitenwaarts) | val na hoogwater | laag boezempeil | -0,63 | n.v.t. | - |
| STPI (stabiliteit piping) | nat | ontwerppeil boezem | -0,13 | hoog polderpeil | -1,77 |
| | droog | hoog boezempeil | -0,37 | laag polderpeil | -1,93 |
| Zetting | normale situatie | streefpeil | -0,43 | streefpeil (= laag) | -1,93 |

3.8 Waterdoorlatendheid van het tussen zandpakket

De waterdoorlatendheid van het tussen zandpakket (in m/sec) is bepaald op basis van de korrelverdelingproeven uit de proefsamenstelling Delfland 1997, de mechanische boringen en de tabel 2.5 uit het grondwaterzakboekje (zie tabel 3-2).

Tabel 3-2 : Gemiddelde doorlatendheid van zand [m/dag]

| korrelgrootte | zandmediaan micrometer | zonder slibfractie | zwak slibhoudend | sterk slibhoudend |
|---------------|---------------------------|-----------------------|---------------------|----------------------|
| uiterstfijn | 63-105 | 3 | 2 | 0.5 |
| zeerfijn | 105-150 | 6 | 4 | 1 |
| matigfijn | 150-210 | 15 | 10 | 3 |
| matiggrof | 210-300 | 30 | 20 | 5 |
| zeergrof | 300-420 | 55 | 35 | 10 |
| uiterstgrof | 420-2000 | 250 | 150 | 50 |

Uit de korrelverdelingproeven is op 3 monsters een D_{50} van 0,17 mm bepaald waarbij het zand als matig fijn zand beschreven kan worden. Deze indeling van het zand is door de beschrijving van de boringen bevestigd.

Op basis van deze waarde van de D_{50} , kan uit de tabel 3-3 uit het grondwaterzakboekje een gemiddelde k-waarde van het zand van 15 m à 10 m per dag ($1,74 \times 10^{-4}$ m/sec tot $1,16 \times 10^{-4}$ m/sec) worden afgeleid.

Bij het toetsen van piping is er gebruik gemaakt van een k-waarde van $1,74 \times 10^{-4}$ m/sec (conservatieve waarde).

3.9 Grondparameters

In het kader van eerdere afgegeven adviezen (zie paragraaf 3.2) en in het verleden uitgevoerde toetsingen is door diverse sondeeraannemers geotechnisch grondonderzoek uitgevoerd:

- BAM;
- Fugro;
- Lankelma;
- Royal Haskoning.

Het beschikbaar onderzoek is bijgevoegd in bijlage II van dit rapport.

De grondparameters ten behoeve van de zettings- en stabiliteitsberekeningen zijn bepaald op basis van:

- Proevenverzameling Delfland, Eindrapportage CO-374520/14, Grondmechanica Delft, november 1997 (t.b.v. stabiliteitsberekeningen).
- 71.223 Hoge Broekpolder langs Kansjesmolensloot (kade 2) Deelrapport A – Beoordeling veiligheid, Royal Haskoning, 1 november 2008 (volumegewichten)
 - Resultaten samendrukkingsproef Delfland, kade 71223, Gemeentewerken Rotterdam, 2007 (t.b.v. zettingsparameters).

- Aanvullend grondonderzoek RoBa Vlietzone, Fugro, 2015.
- NEN9997-1, tabel 2b – Karakteristieke waarden van grondeigenschappen.

Voor de sterkteparameters wordt er gebruik gemaakt van de proevenverzameling van Delfland. In de proevenverzameling zijn geen sterkteparameters opgenomen voor O1.1 humeuze klei en voor A5.1A kleihoudend zand. Voor antropogeen materiaal A4.1 Dijkklei, A4.2 Ophoogzand en A4.3 grondaanvulling zijn ook geen sterkteparameters beschikbaar. Voor de klei antropogeen (onder en naast) zijn de spanningsafhankelijke parameters afkomstig van het rapport van Arcadis gebruikt.

Indien er sprake is van humeuze klei zijn waarden bepaald op basis van gemiddelden:

- A5.1A Zand, kleiig, hierbij is het gemiddelde van A2.1 Afzetting van Calais, kleiig en A5.1 Zand ligt.
- O1.1 Humeuze klei, hierbij is een waarde afgeleid die tussen A1.1 Holland Veen en A2.1 afzetting van Calais, kleiig ligt.

Voor antropogeen materiaal zijn de volgende waarden gehanteerd:

- A4.1 Dijkklei = A4.1 Antropogeen klei;
- A4.3 Grondaanvulling = c' en ϕ' ; 0 en 30°;
- A4.4 Ophoogzand = c' en ϕ' ; 0 en 32,5°;
- Zand Pleistoceen = A5.1 Zand Algemeen.

In onderstaande tabel is de gehanteerde parameterset weergegeven.

Tabel 3-3 : Grondparameters Vlietzone (toetssituatie nat¹)

| Code | Grondsoort | $\gamma_{dr,rep}$ [kN/m ³] | $\gamma_{sat,rep}$ [kN/m ³] | C_p [-] | C'_p [-] | C_s [-] | C'_s [-] | c_v m ² /s |
|-------|-------------------------|---|--|--------------|---------------|--------------|---------------|----------------------------|
| A1.1 | Hollandveen O | 10,2 | 10,2 | 4,4E+01 | 1,5E+01 | 2,9E+02 | 9,7E+01 | 3,67E-07 |
| A1.1 | Hollandveen N | 10 | 10 | 4,4E+01 | 1,5E+01 | 2,9E+02 | 9,7E+01 | 3,67E-07 |
| A2.1 | Klei CA O | 16,4 | 16,4 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 1,46E-06 |
| A2.1 | Klei CA N | 16,2 | 16,2 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 1,46E-06 |
| A2.2 | Klei zandig CA O | 17,2 | 17,2 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 1,46E-06 |
| A2.2 | Klei zandig CA N | 17 | 17 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 1,46E-06 |
| A2.2 | Klei zandig CA N (diep) | 17 | 17 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 3,0 E-07 |
| A3.1 | Klei, DK O | 16,4 | 16,4 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 3,0 E-07 |
| A3.1 | Klei, DK N | 16,2 | 16,2 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 3,0 E-07 |
| A3.2 | Klei zandig, DK O | 17,2 | 17,2 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 3,0 E-07 |
| A3.2 | Klei zandig DK N | 17 | 17 | 4,7E+01 | 1,6E+01 | 3,8E+02 | 1,3E+02 | 3,0 E-07 |
| A4.1 | Dijkklei | 18 | 18 | 3,0E+02 | 9,0E+01 | 5,3E+02 | 3,6E+02 | 7,18E-08 |
| A4.2 | Antropogeen, zandig | 17 | 19 | 1,35E+03 | 4,5E+02 | 1,0E+99 | 1,0E+99 | - |
| A4.3 | Grondaanvulling | 16 | 17 | 6,0E+01 | 2,0E+01 | 4,5E+02 | 1,5E+02 | 3,0E-05 |
| A4.4 | Ophoogzand | 17 | 19 | 1,35E+03 | 4,5E+02 | 1,0E+99 | 1,0E+99 | - |
| A5.1A | Zand, kleilig | 18 | 20 | 1,2E+03 | 4,0E+02 | 1,0E+99 | 1,0E+99 | - |
| A5.1 | Zand algemeen | 18 | 20 | 2,0E+03 | 6,0E+02 | 1,0E+99 | 1,0E+99 | - |
| | Zand, Pleistoceen | 18 | 20 | 2,0E+03 | 6,0E+02 | 1,0E+99 | 1,0E+99 | - |

Waarin:

$\gamma_{dr,rep}$: Representatieve waarde van volumegewicht van droge grond (kN/m³);

$\gamma_{sat,rep}$: Representatieve waarde van volumegewicht van met water verzadigde grond (kN/m³);

C'_p : Primaire consolidatiecoëfficiënt na de grensspanning (korrelspanning);

C_p : Primaire consolidatiecoëfficiënt voor de grensspanning (korrelspanning);

C'_s : Seculaire consolidatiecoëfficiënt na de grensspanning (korrelspanning);

C_s : Seculaire consolidatiecoëfficiënt voor de grensspanning (korrelspanning);

c_v : Verticale consolidatiecoëfficiënt (m²/s)

¹ Voor de toetssituatie *Droog* gelden voor een aantal grondsoorten afwijkende volumegewichten. Voor een totaaloverzicht wordt verwezen naar bijlage II.

3.9.1. Gebruikt grondonderzoek

In onderstaande tabel is per profiel aangegeven welk grondonderzoek gebruikt is voor de schematisering van de grondopbouw.

Tabel 3-4 : Grondonderzoek

| Profiel | Royal Haskoning | Fugro 2015 |
|---------|------------------|-----------------------------------|
| P02 | St7, h5, Hbt6, | DKM186, DKM238 |
| P05 | | HB214, DKM233 |
| P08 | | DKMP202, HB217, DKM230, DKM203 |
| P11 | | DKM244, DKM202, DKM203, HB213 |
| NP14A | St12, Hbt8 | DKM206, HB218, DKM239 |
| NP15A | | DKMP150 |
| NP22 | St12, Hbt8, | DKMP206, DKMP160, HB218 |
| NP23 | Hbk7, Sk11, Hbt8 | S103 |
| NP24 | H3, St4 | DKM236, DKM183 |

3.10 Berekeningen

In de volgende paragrafen wordt ingegaan op de gehanteerde rekenmethodes.

3.10.1. Zettingen

De te verwachten zettingen ten gevolge van de voorgenomen ophogingen zijn berekend met D-Settlement (versie 14.1) van Deltares (Deltares Systems) volgens de methode Terzaghi – Buisman – Koppejan (met natural strain). Deze methode maakt gebruik van de representatieve samendrukkingsparameters van de verschillende bodemlagen.

Toelichting methode Koppejan-Terzaghi-Buisman

Door het aanbrengen van een aanvulling of ophoging op samendrukbare grondlagen zullen zettingen optreden. De zettingen worden veroorzaakt door verandering van de korrelspanning door het aanbrengen van grond en/of aanpassingen in de grondwaterstanden. Het optreden van zettingen is tijdsafhankelijk. Ten eerste wordt het water uitgeperst (primaire en seculaire zettingen gedurende de hydrodynamische periode), ten tweede treedt kruip op (alleen seculaire zettingen).

De berekende zettingen betreffen theoretische eindzettingen na een periode van 3, 10 en 30 jaar. De zettingen zijn berekend met de vereenvoudigde formule van Koppejan (gecombineerde formule Terzaghi-Buisman), die in grote lijnen als volgt kan worden geschreven:

$$s = d \cdot \left(\frac{\log t}{C'} \right) \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_{v,z} + \Delta\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z}} \right)$$

Met :

s = zetting, samendrukking in m;

d = laagdikte in m;

C' = samendrukkingscoëfficiënt;

t = tijd in dagen; voor 30 jaar, log t = 4;

$\sigma'_{v,z}$ = oorspronkelijke verticale korrelspanning in kN/m²;

$\Delta\sigma'_{v,z}$ = verticale korrelspanningsverhoging in kN/m².

Met de methode Koppejan-Terzaghi-Buisman zijn de zettingen voor een consolidatieperiode van 10000 dagen (30 jaar) berekend. Er wordt van uitgegaan dat na deze periode de consolidatiegraad van de samendrukbare grondlagen 100% bedraagt. Dit houdt in dat de wateroverspanning t.g.v. de aanvulling gereduceerd is tot 0%. In het PvE is aangegeven dat de waterkering 10 jaar na aanleg op ontwerphoogte dient te liggen (NAP+0,20 m). Daarom zijn de optredende zettingen ook na een periode van 10 jaar weergegeven. De oplevering vindt plaats na 2 jaar na start grondverzet.

Er wordt een overhoogte toegepast t.b.v. de compensatie van de zettingen. Daarnaast wordt ten behoeve van het bepalen van de aanleghoogte rekening gehouden met een compensatie van autonome bodemdaling van 1,0 cm per jaar. Dit houdt bij een planperiode van 10 jaar in dat er een extra 10 cm aan autonome bodemdaling wordt meegenomen in de overhoogte.

De onnauwkeurigheid in de berekende zettingen bedraagt circa 30%. Dit relatief hoge onnauwkeurigheidpercentage is te verklaren door de wijze waarop de grondparameters zijn bepaald:

- Er is een beperkt aantal grondmonsters beproefd.
- De proefresultaten zijn vervolgens op een groot gebied van toepassing verklaard.
- Er komen relatief veel variaties voor in de ondergrond.
- Deze variaties zijn op basis van beperkt laboratoriumonderzoek niet op alle locaties meegenomen.
- Verder zijn de grondparameters ook op basis van ervaring en tabel 2b van de NEN9997-1 bijgesteld.

Al deze factoren hebben een invloed op de uiteindelijk behaalde nauwkeurigheid van de berekeningen.

Bij profielen P01, P02, P03, P05, P08, P11, NP14A, NP21 en NP24 wordt op de kruin van de waterkering een wandelpad aangelegd. Standaard wordt in de berekeningen aangenomen dat de bovenkant van het pad zich 0,25 m boven de hoogte van de kruin van de waterkering bevindt (NAP+0,45 m).

Er wordt bij de zettingberekeningen niet met een verkeersbelasting gerekend i.v.m. het “groene” karakter van de kade.

Aan de noordoost- en zuidoostkant van de vlietzone worden t.b.v. de landschaparchitectonische aanpassingen forse terpen aangebracht. Bij profielen P05, (P06), P08, P11 en NP14A wordt de waterkering onder/naast een relatief grote aanvulling met een dikte tussen 1 à 5 m begraven. De maximale hoogte van de ophoging bedraagt circa 6 m (NAP+5,25 m). Hoewel de aard van de aanvulling nog dient te worden bepaald (zand, teelaarde of vrijkomende grond uit de berging), zullen ten gevolge van het aanbrengen van deze ophoging forse zettingen ter plaatse van de waterkering en wellicht enige horizontale vervormingen optreden. Voorlopig zijn enkel de optredende zettingen ter plaatse van de waterkering beschouwd. Uit de resultaten (zie bijlage VI) blijkt dat zettingen tussen 510 mm (bij P05) tot 790 mm (bij NP14A) aan de buitenkant van de waterkering zullen optreden. Deze zettingen zijn fors en hebben gevolgen op de aan te houden geometrie van de waterkering bij de aanleg. Echter, om de zettingen (en horizontale vervormingen) te beperken, kunnen mitigerende maatregelen worden getroffen, zoals het voorbelasten van de grond voorafgaand aan

het aanleggen van de waterkering. Een ander zettingbeperkende maatregel is het ophogen met licht ophoogmateriaal. Deze opties dienen met de verschillende stakeholders te worden besproken vóór het definitief ontwerp van de waterkering en de landschappelijke aanpassingen worden vastgesteld. De omvangrijke ophogingen hebben overigens ook gevolgen op de stabiliteit van de waterkering (zie hoofdstuk stabiliteit). De resultaten van de zettingsberekeningen zijn in bijlage VI samengevat. Daarnaast zijn de uitgebreide berekeningsresultaten digitaal bijgevoegd.

3.10.2. Stabiliteit

De stabiliteit ten gevolge van de voorgenomen ophogingen zijn berekend met D-Geo Stability (versie 15.1) van Deltares (Deltares Systems) volgens de methode Bishop. Deze methode maakt gebruik van de representatieve sterkteparameters van de verschillende bodemlagen.

Indien er sprake is van opdrijven of opbarsten (opbarstveiligheid $<1,2$) is er ook met de drukstaafmethode Uplift Van gerekend. Dit is alleen het geval wanneer er sprake is van ontgraving van de waterberging en er als gevolg daarvan opdrijven / opbarsten optreedt. Dat houdt in dat er in de volgende gevallen met Uplift Van is gerekend:

- Laatste fase uitvoering (hierin is de ontgraving van de berging voorzien);
- Oplevering;
- Eindsituatie na 10 jaar.

Voor de stabiliteitsberekeningen is gebruik gemaakt van sigma – tau curves uit proevenverzameling Delfland uit 1997 uitgevoerd door Grondmechanica Delft. Voor deze informatie wordt verwezen naar bijlage III.

Bij het ontwerp is conform het PvE uitgegaan van de volgende partiële factoren en veiligheidsnorm:

- schadefactor: $\gamma_n = 0,95$ (definitieve situatie);
- schematiseringsfactor $\gamma_b = 1,0$ (conform HHD Functioneel ontwerpproces boezemkaden, bijlage 1 paragraaf 1.1.5);
- veiligheidsfactor stabiliteit binnenwaarts: $\gamma_n = 0,95$ (definitieve situatie), $\gamma_n = 0,90$ (oplevering); $\gamma_n = 0,85$ (uitvoering);
- modelfactoren: $\gamma_d = 1,0$ (Bishop) en $1,05$ (Uplift Van).

Voor de mobiele belasting is bij de waterberging conform PvE uitgegaan van 5kN/m^2 en bij de kanteldijk van $13,3\text{kN/m}^2$ over een breedte van $2,5\text{ m}$.

De waterberging grenst op sommige plaatsen aan poldergebied. Aan de zuidwestelijke zijde neemt de berging deels de functie van de oude boezemkade over. Dit houdt voor de binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteitsberekeningen in dat er verschillende combinaties van peilen maatgevend zijn.

In tabel 3-5 zijn per profiel en situatie de maatgevende hydraulische belastingcombinaties weergegeven waarmee gerekend is. In de alinea's daarna wordt per typering ingegaan op de keuze voor de maatgevende belastingcombinaties.

Tabel 3-5 : Overzicht belastingcombinaties

| Profiel | Typering | Situatie | Waterstand buitenwaarts [boezem , polder] | Waterstand binnenwaarts [berging vol / leeg, polder] |
|-------------------------|--------------|------------------------|---|---|
| P02, NP24 | Boezemkade | Uitvoeringstabiliteit | Boezem | Leeg |
| | | Stabiliteit oplevering | Boezem | Leeg |
| | | Eindstabiliteit | Boezem | Leeg |
| P05, P08, P11, NP14A | Waterberging | Uitvoeringstabiliteit | Polder | Leeg |
| | | Stabiliteit oplevering | Polder | Leeg |
| | | Eindstabiliteit | Polder | Leeg |
| NP15A | Kanteldijk | Uitvoeringstabiliteit | Polder | Polder |
| | | Stabiliteit oplevering | Polder | Polder |
| | | Eindstabiliteit | Polder | Polder |

Boezemkade

Bij deze profielen zal de functie van de boezemkade worden overgenomen. Buitenwaarts zal het boezempeil gelden en binnenwaarts is rekening gehouden met een lege berging, waarin een vast laag peil (NAP -1,77 m tot NAP-1,93 m) heerst. Tijdens de uitvoering heeft de nieuwe kering nog geen waterkerende functie tijdens de verschillende ophoogslagen en er is daarom alleen in de laatste ophoof fase met boezempeilen gerekend.

Waterberging

Bij deze profielen is de situatie met volle berging binnenwaarts maatgevend. Buitenwaarts heerst een polderpeil van NAP -1,45m. Tijdens de uitvoering zal de waterberging echter nog niet in gebruik zijn en geldt er in die situatie daarom een vast laag peil (NAP -1,77m tot -1,93m) binnenwaarts.

Kanteldijk

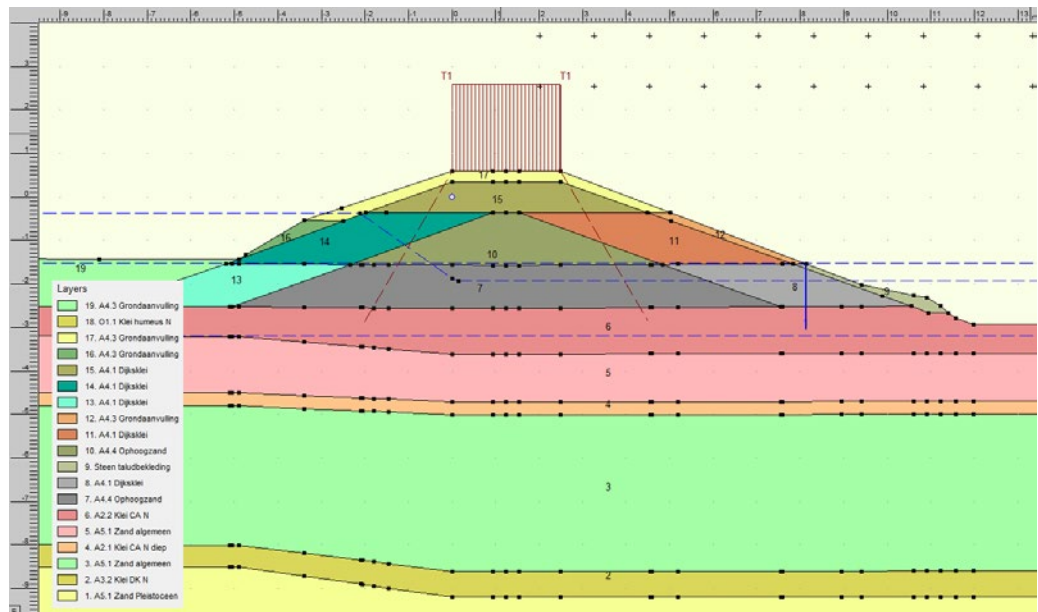
Er is ter plaatse van de tunnelmond van de Rotterdamse baan een kanteldijk voorzien. In berekeningen is aan beide zijden van deze kanteldijk uitgegaan van polderpeil.

Mitigerende maatregelen stabiliteit

Om de stabiliteit van het binnentalud van de nieuwe kade die langs de huidige Kansjesmolensloot wordt aangelegd te borgen, dienen vanaf de laatste fases van de aanleg van de kade mitigerende maatregelen te worden toegepast (zie berekeningsresultaten van dwarsprofielen (P02 en NP24). In dit rapport is uitgegaan van een stabilisatie van het talud door een combinatie van taludbekleding en korte houten palen. De taludbekleding wordt aan de onderkant van het talud aangebracht en bestaat uit stortsteen. Om de hoogst mogelijke hoek van wrijving te krijgen, dient deze stortsteen breuksteen te zijn. De korrelverdeling van de stortsteen dient nog te worden bepaald, maar er wordt voorlopig uitgegaan van een korrelverdeling van 63/180 mm. In de berekening is een effectieve hoek van inwendige wrijving van 48 graden en een effectieve cohesie van 0 kPa voor de taludbekleding gehanteerd.

Boven de stortsteenlijn worden palen aangebracht. De palen worden op een rij in de grond gedrukt. Er is uitgegaan van houten palen met een lengte tussen 1,70 m en 2,15 m. De afstand tussen de palen en de sterkte van palen zijn niet in dit rapport gedefinieerd of getoetst. Dit dient door de aannemer in het kader van het

uitvoeringsontwerp te worden bepaald en getoetst. De palen zijn als een “forbidden line” in de berekeningen gemodelleerd. Voor profiel NP14a is een maatregel noodzakelijk die enkel bestaat uit een palenrij van circa 1,7 m vanaf NAP -2,25m.



Figuur 3-4: Input stabiliteitberekening DWP P02 met talusbekleding en palenrij

3.10.3. Aandachtspunt situatie buiten

Bij het berekenen van de optredende zettingen (en de stabiliteit van de waterkering) is er van uitgegaan dat er geen werkzaamheden binnen de projectgrens zullen worden uitgevoerd die een mogelijke invloed op de aangenomen geotechnische randvoorwaarden kunnen hebben. Echter, tijdens een terreinbezoek op 29-06-2015 bleek dat er een gronddepot aan de noordoostzijde van het terrein was aangebracht (zie figuur 3-5). Hoe groot is het gronddepot is, wanneer het materiaal is aangebracht en voor hoe lang dit gronddepot er nog ligt is niet bekend. Ook is niet bekend welke andere werkzaamheden nog op het terrein tussen 2015-2016 zullen worden uitgevoerd (er is sprake van een ontgraving voor een tijdelijke waterberging en een tijdelijk gronddepot van 20.000 m³ uitgevoerd door Ooms Civiel). Deze werkzaamheden kunnen een grote invloed op de mechanische eigenschappen van de grond hebben, dus ook op de grootte en verloop van de geprognosticeerde zettingen en restzettingen.



Figuur 3-5 : Vlietzone – tijdelijke gronddepot – zicht richting noord -29-06-2015

3.11 Beoogde
bouwplanning

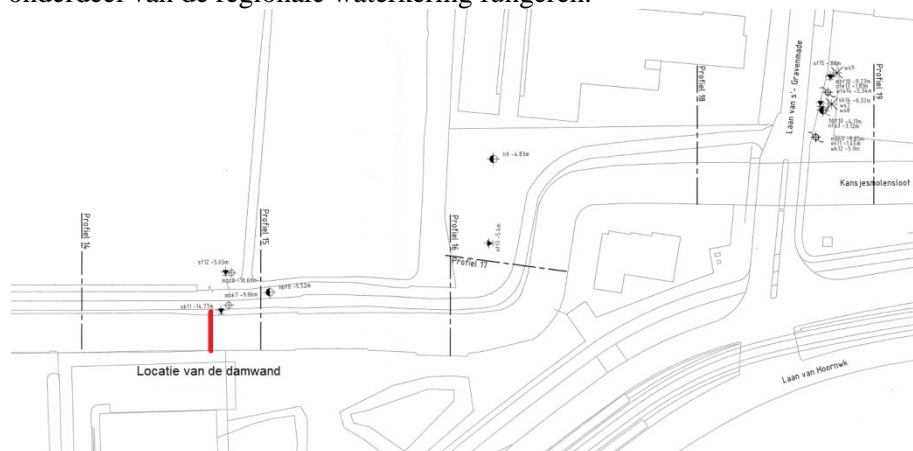
Naar verwachting wordt de Vlietzone in de periode 2016-2020 ingericht (bron: gemeente Den Haag – overleg d.d. 29-06-2015). Het werkterrein wordt vanaf ca. maart 2016 beschikbaar gesteld. Wij gaan er vanuit dat vrijkomende grond tussen medio 2017 en medio 2018 beschikbaar wordt gesteld. Het grondverzet zal naar verwachting vanaf eerste kwartaal tot medio 2018 plaatsvinden. Bij de berekeningen is er daarom van uitgegaan dat de oplevering van het park ca. 2 jaar na start werkzaamheden zal plaatsvinden (oplevering $t_0 + 2$ jaar).

3.12 Aanvullende
berekeningen

In de volgende paragrafen wordt ingegaan op enkele aanvullende berekeningen.

3.12.1. Ontwerp van de
damwand aan de
Kansjesmolensloot

Vlak voor profiel 15 (zie tek. Hoogheemraadschap van Delfland, project 71.223 Hoge Broekpolder langs Kansjesmolensloot – Locatie uitgevoerd grondonderzoek, tek. nummer 0321-001 A, d.d. 19-08-2008) wordt de huidige boezem gedempt. De continuïteit van de regionale waterkering wordt gerealiseerd door een damwand tussen de twee oevers van de boezem te plaatsen. Deze damwand zal dus in de toekomst als onderdeel van de regionale waterkering fungeren.



Figuur 3-6 : Locatie van de te plaatsen damwand

Een aantal van de gehanteerde uitgangspunten voor het ontwerp van de damwand zijn in het PvE verwoord. In hoofdstuk 5 is een volledig overzicht van de gehanteerde uitgangspunten voor de damwandberekening en de samenvatting van de berekeningsresultaten weergegeven. De uitgebreide berekeningsresultaten zijn in de bijlage VII toegevoegd.

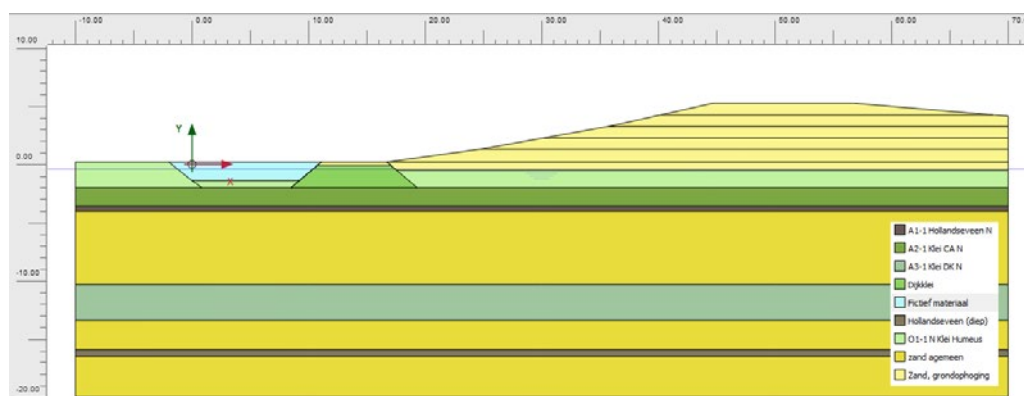
De berekeningen zijn conform de EC7 (NEN9997-1) en het stapplan van de CUR 166 6^{de} druk uitgevoerd. De berekening is met de software D-Sheet versie 9.3 van Deltares Systems uitgewerkt. De damwanden zijn in veiligheidsklasse RC2 ingedeeld. De levensduur van de constructie bedraagt 100 jaar. Buitengewoon kadeonderhoud (zoals kadeophoging) is hierin niet meegerekend - Bijlage 1, par. 1.1.5 behorende bij document van HHD Functioneel ontwerpproces Boezemkaden).

3.12.2. Invloed op bestaande boezemkade

Bij de zuidhoek van de berging wordt over een lengte van circa 70 m de bestaande boezemkade behouden. De geometrie van de huidige boezemkade wordt niet gewijzigd. Direct achter de boezemkade wordt ten behoeve van de landschaparchitectonische aanpassingen een terp tot een hoogte van NAP+5,25 m gecreëerd. Door het aanbrengen van deze terp zullen er verticale en horizontale vervormingen in de ondergrond optreden. Deze vervormingen kunnen nadelige invloed hebben voor de huidige boezemkade en het Molenslootpad.

Omdat de huidige boezemkade binnen dit gebied niet wordt aangepast, wordt de kade niet getoetst. De veiligheid van de kade tegen alle faalmechanismen is al in 2008 getoetst. Voor de resultaten van deze toetsing wordt verwezen naar de rapportage “71.223 Hoge Broekpolder langs Kansjesmolensloot (kade 2) Deelrapport A – Beoordeling veiligheid, Royal Haskoning, 1 november 2008” verwezen.

Om de vervormingen ten gevolge van het aanbrengen van de terp en de eventuele gevolgen voor de huidige boezemkade en de Molenslootpad indicatief te kunnen kwantificeren, is de toekomstige situatie met een EEM model gesimuleerd. Daarmee is er gebruik van gemaakt van de software Plaxis 2D waarbij de grondlagen met Hardening soil - HS (niet cohesieve – gedraineerde grondlagen) en Soft Soil Creep – SSC (cohesieve grondlagen – ongedraineerde) modellen zijn geschematiseerd.



Figuur 3-7: input Plaxis berekening

Doordat de werkelijke uitvoeringsplanning nog niet bekend is, is ten behoeve van deze berekening een indicatieve fasering gehanteerd. De resultaten zijn in onderstaande tabel weergegeven.

Tabel 3-6: Gehanteerde fasering Plaxis berekening

| Fase | Tijd (dagen) |
|---|--------------|
| Initiële fase | - |
| Aanvulling en aanbrengen 1 ^{ste} laag ophoging | 1 |
| Rusttijd | 14 |
| Aanvulling en aanbrengen 2 ^{de} laag ophoging | 1 |
| Rusttijd | 14 |
| Aanvulling en aanbrengen 3 ^{de} laag ophoging | 1 |
| Rusttijd | 14 |
| Aanvulling en aanbrengen 4 ^{de} laag ophoging | 1 |
| Rusttijd | 14 |
| Aanvulling en aanbrengen 4 ^{de} laag ophoging | 1 |
| Consolidatie tot 10 jaar | 3589 |
| Consolidatie tot 30 jaar | 6411 |

De gehanteerde grondparameters zijn als volgt:

Tabel 3-7: Rep. grondparameters – Hardening soil model

| Parameter | Grondtype | |
|--|------------------------|-----------------------|
| | A4-4 Zandaanvulling | A5-1 Zand algemeen |
| γ_{unsat} [kN/m ³] | 17 | 18 |
| γ_{sat} [kN/m ³] | 19 | 20 |
| E_{50}^{ref} [kN/m ²] | 32000 | 40000 |
| $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²] | 32000 | 40000 |
| $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²] | 96000 | 120000 |
| power (m) [-] | 0,5 | 0,5 |
| c'_{ref} [kN/m ²] | 0,5 | 0,5 |
| ϕ' (phi) [graden] | 30 | 32,5 |
| ψ (psi) [graden] | 0 | 2,5 |
| K_0^{nc} [-] | 0,500 | 0,468 |
| ν'_{ur} [-] | 0,2 | 0,2 |
| R_f [-] | 0,9 | 0,9 |
| P_{ref} [kPa] | 100 | 100 |
| OCR | 1,0 | 1,0 |

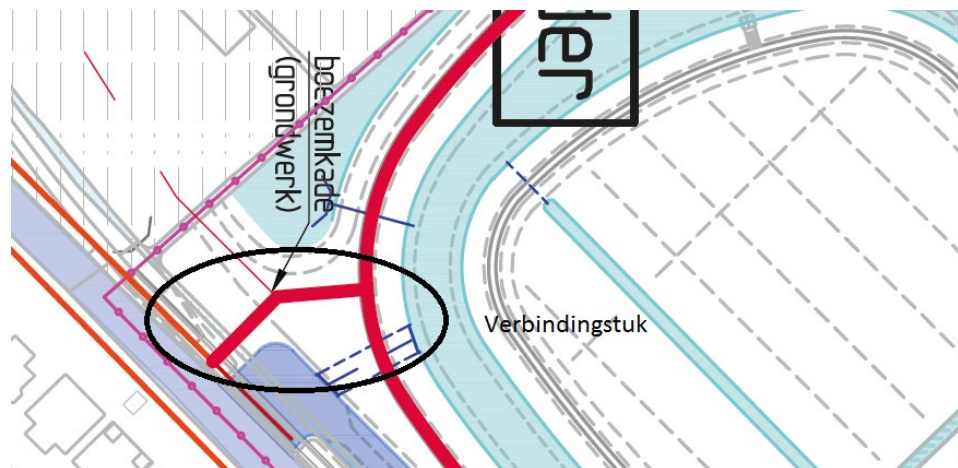
Tabel 3-8: Rep. grondparameters – Soft Soil Creep (SSC)

| Parameter | O1-1 Klei Humeus | A1-1 Hollandse veen | A2-1 Klei CA N | A3-1 Klei DK N | A-1-1 Hollandse veen (diep) | Dijkklei |
|--|------------------------|---------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|----------|
| γ_{unsat} [kN/m ³] | 14 | 10 | 16,2 | 17 | 10,8 | 16,2 |
| γ_{sat} [kN/m ³] | 14 | 10 | 16,2 | 17 | 10,8 | 16,2 |
| λ^* [-] | 0,1 | 0,2 | 0,05 | 0,04 | 0,15 | 0,05 |
| κ^* [-] | 0,0227 | 0,02 | 0,01 | 0,0088 | 0,034 | 0,01 |
| μ^* [-] | 0,0022 | 0,0055 | 0,0017 | 0,0013 | 0,0044 | 0,0017 |
| c^{ref} [kN/m ²] | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 5,0 | 3,0 | 2,0 |
| ϕ' (phi) [graden] | 14 | 15 | 17,5 | 22,5 | 15 | 17,5 |
| ψ (psi) [graden] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| K_0^{nc} [-] | 0,758 | 0,7412 | 0,699 | 0,617 | 0,881 | 0,699 |
| ν'_{ur} [-] | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| $k_x=k_v$ [m/dag] | 0,138 | 0,0054 | 0,0102 | 0,0102 | 0,0016 | 0,0102 |
| OCR | 1,1 | 1,1 | 1,1 | 1,1 | 1,1 | 1,1 |

De resultaten van de Plaxis berekening zijn te vinden in paragraaf 5.9.

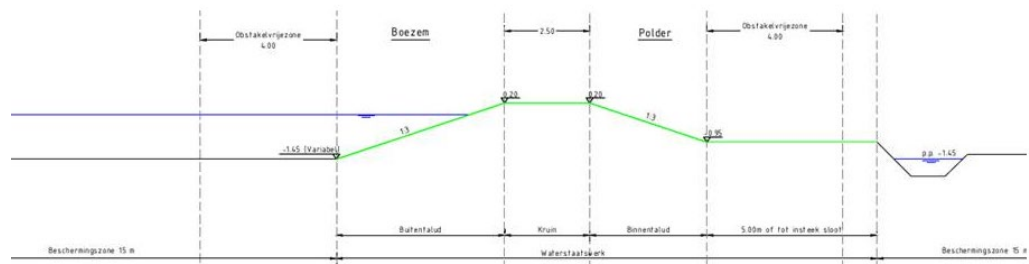
3.13 Aansluiting bestaande kade met nieuwe waterkering

Aan de noordwestkant van de waterberging wordt de bestaande kade met de nieuwe dijk door een (deels) tijdelijke verbinding gekoppeld. De situatie van deze verbindingdijk is in figuur 3-8 weergegeven.



Figuur 3-8 : Locatie verbindingdijk

Er is van uitgegaan dat deze verbindingdijk hetzelfde dwarsprofiel heeft als het dwarsprofiel van de kade van de nieuwe waterberging. Het principedwarsprofiel van de verbindingdijk is in figuur 3-9 weergegeven.



Figuur 3-9: principe dwarsprofiel verbindingdijk

De stabiliteit van de verbindingdijk is rekentechnisch niet getoetst. Op basis van de resultaten van de berekeningen van profielen P01, (P03, zie ontwerpadvies) en NP24 kan er van worden uitgegaan dat de stabiliteit van dit gedeelte voldoende geborgd zal zijn.

De verbindingdijk wordt tijdelijk aan de bestaande kade van de Kansjesmolensloot aangesloten. Bij de realisatie van de 2^{de} toevoer van het bergingsgebied Vlietzone zal deze verbinding deels zijn waterkerende functie verliezen (dan wordt een deel van de kade afgebroken en zal het overblijvende gedeelte aan de definitieve regionale waterkering van de 2^{de} toevoer worden aangesloten). Na deze aansluiting verliest de bestaande kade tot aan de kruising met de Zuidvliet zijn functie als boezemkade.

Om de tijdelijke aansluiting met de bestaande kade te realiseren, zal enige ontgraving van de kade moeten plaatsvinden. Het toetsen van de stabiliteit van de bestaande kade tijdens de uitvoering van de werkzaamheden is in het kader van dit addendum van het ontwerpadvies niet getoetst. Er wordt van uitgegaan dat deze toets tijdens het UO van dit werk verder wordt uitgewerkt.

Op basis van de resultaten van de beoordeling op veiligheid van de overige profielen langs de kade van de Kansjesmolensloot en de voorgeschreven eisen in het contract, kan er van worden uitgegaan dat de stabiliteit en de veiligheid van de bestaande kade tijdens de verschillende fases van dit project geborgd zal blijven.

4 Werkwijze

4.1 Algemeen

Om aan te tonen dat het ontwerp van het gebied waarbinnen de regionale waterkering is voorzien, op geotechnische aspecten aan de vigerende regelgeving voldoet, wordt het ontwerp op de volgende aspecten beoordeeld:

- Overlopen / overslag (HTL / HTO)
 - Geometrie;
- Opbarsten en piping (STPI)
 - Hydraulische kortsluiting;
- Macrostabieliteit binnentalud - situatie hoogwater en situatie droogte (STBI);
- Macrostabieliteit buitentalud (STBU).

Daarnaast is in vak F een deel van de bestaande boezemkade, die functioneel blijft, beoordeeld op veiligheid tijdens de aanleg van de waterberging. Hierbij is het zelfde proces gehanteerd, maar wordt onderscheid gemaakt voor wat betreft de eisen, die gesteld worden aan veiligheid. Zie hoofdstuk 3 voor de gehanteerde uitgangspunten.

4.1.1. HTL / HTO

Met betrekking tot de kadehoogte zijn de volgende aspecten beoordeeld:

- Beoordeling op hoogte van de waterkering. Deze hoogte dient minimaal NAP +0,20 m te zijn 10 jaar na aanleg.
- Beoordeling van de kadehoogte. Deze hoogte dient, waar sprake is van een wandelpad, minimaal 0,25 m hoger dan de waterkering te zijn.

4.1.2. STPI

De toetsing op opbarsten / piping vindt plaats door het risico op hydraulische kortsluiting te beschouwen. Afhankelijk van deze inschatting dient een controle op opbarsten te worden uitgevoerd en indien nodig dient er een pipingberekening te worden uitgevoerd. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van de methode Sellmeijer. De opbarst / pipingstabiliteit is afhankelijk van:

- Aanwezigheid hydraulische kortsluiting;
- Dikte van de deklaag;
- Grondwaterstanden;
- Kwelweglengte.

Er is sprake van opdrijven wanneer de opbarstveiligheid kleiner is dan 1,2. Wanneer de opbarstveiligheid minder dan 1,0 bedraagt is er sprake van opbarsten en dient er een pipingcontrole te worden uitgevoerd.

4.1.3. STBI

De binnenwaartse stabiliteit van de waterkering wordt bepaald door sterkte en belasting. De binnenwaartse stabiliteit is afhankelijk van de volgende aspecten:

- Geometrie;
- Grondwaterstanden;
- Grondopbouw;
- Eventuele belastingen.

De binnenwaartse stabiliteit wordt met een glijcirkelmethode (Bishop) bepaald. Wanneer er echter sprake is van opbarsten of opdrijven (opbarststabiliteit <1,2), is de stabiliteit tevens met een drukstaafmethode (Uplift Van) bepaald. Wanneer de barstveiligheid <1,0 is, is er daarnaast met c' en $\phi' = 0$ gerekend in de waterremmende lagen waar opbarsten optreedt.

4.1.4. STBU

De buitenwaartse stabiliteit van de waterkering wordt bepaald door sterkte en belasting. De buitenwaartse stabiliteit is afhankelijk van de volgende aspecten:

- Geometrie;
- Grondwaterstanden;
- Grondopbouw;
- Eventuele belastingen.

In het volgende hoofdstuk worden de resultaten van de beoordeling op veiligheid behandeld.

5 Beoordeling veiligheid

5.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden de berekeningsresultaten voor het ontwerp en de onderdelen van de bestaande kade gepresenteerd. De volgende onderdelen van de beoordeling van de veiligheid worden behandeld:

- Hoogtetoets geometrie;
- Risico op hydraulische kortsluiting
- Opbarsten en piping;
- Macrostabieliteit binnentalud;
- Macrostabieliteit buitentalud.

Daarnaast is gevraagd om de damwand aan de kop van de Kansjesmolensloot te toetsen en is de invloed op de omgeving van de ophoging aan de zuidzijde van het projectgebied te beschouwen. De resultaten zijn in paragraaf 5.8 en 5.9 weergegeven.

5.2 Beoordeling hoogte en geometrie

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de beoordeling van de hoogte weergegeven. Hierbij is aangegeven of het profiel voldoet met betrekking tot vereiste kadehoogte en afmetingen conform het PvE. Aangezien er bij de ophoging sprake is van enige zetting, dient er rekening te worden gehouden met overhoogte. Daarbij wordt onderscheid gemaakt in de overhoogte die nodig is in klei om de hoogte van de waterkering 10 jaar na aanleg te borgen en de overhoogte op maaiveldniveau om de geometrie van het ontwerp te borgen waarbij ruimte is geborgd voor de fundering van het voetpad.

In bijlage VI is een uitgebreid overzicht gegeven van de zettingsberekeningen, waarop de overhoogte is gebaseerd.

Tabel 5-1 : Overzicht resultaten beoordeling hoogte (na 10 jaar)

| Vak | Dwarsprofiel | Overhoogte profiel waterkering (klei) Incl. bodemdaling [m] | Overhoogte maaiveld (ophoogmateriaal) [m] | Voldoet aan hoogte ontwerp [ja/nee] | Voldoet aan profiel waterkering [ja/nee] |
|-----|--------------|---|---|-------------------------------------|--|
| A | P01 | 0,377 | 0,25 | Ja | Ja |
| | P02 | 0,190 | 0,25 | Ja | Ja |
| | NP24 | 0,265 | 0,25 | Ja | Ja |
| B | P03 | 0,291 | 0,25 | Ja | Ja |
| C | P05 | 0,202 | 0,25 | Ja | Ja |
| D | P06 | 0,588 | Zie bijlage VI | Ja | Ja |
| | NP15A | 0,308 | 0,25 | Ja | Ja |
| E | P08 | 0,186 | 0,25 | Ja | Ja |
| | P11 | 0,322 | 0,25 | Ja | Ja |
| F | NP14A | 0,374 | 0,25 | Ja | Ja |
| G | NP21 | 0,205 | 0,25 | Ja | Ja |

5.3 Risico hydraulische kortsluiting

Volgens de leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen is hydraulische kortsluiting het ontstaan van een min of meer weerstandvrije waterstroom tussen het oppervlaktewater en één of meer relatief horizontaal doorlatende grondlagen in of onder de kering. Als oorzaak van het ontstaan van hydraulische kortsluiting kan worden gedacht aan:

- Afwezigheid van slecht doorlatende lagen onder de waterbodem
- Baggerwerkzaamheden
- Opdrijven van veen/kleipakket uit de waterbodem
- Horizontaal vervormen waterkering en ontstaan van grondbreuk

In onderstaande tabel is per locatie weergegeven of er op basis van beschikbaar onderzoek in het projectgebied een risico op hydraulische kortsluiting is voorzien.

Tabel 5-2 : Overzicht resultaten beoordeling risico hydraulische kortsluiting

| Vak | Dwarsprofiel | Afwezigheid slecht doorlatende lagen | Baggerwerkzaamheden | Opdrijven van veenpakketten uit waterbodem | Horizontale vervorming | Risico hydraulische kortsluiting [ja / nee] |
|-----|--------------|--------------------------------------|---------------------|--|------------------------|---|
| A | P01 | Ja | - | - | - | Ja |
| | P02 | Ja | - | - | - | Ja |
| | NP24 | Ja | - | - | - | Ja |
| B | P03 | Ja | - | - | - | Ja |
| C | P05 | Ja | - | - | - | Ja |
| D | P06 | Ja | - | - | - | Ja |
| | NP15A | Nee | - | - | - | Nee |
| E | P11 | Nee | - | - | - | Nee |
| | P08 | Nee | - | - | - | Nee |
| F | NP22 | n.v.t. | - | - | - | n.v.t. |
| | NP14A | Ja | - | - | - | Ja |
| G | NP21 | Ja | - | - | - | Ja |

5.4 Opbarsten en piping

De controle op opbarsten en piping is uitgevoerd conform figuur 5-4.8 in Katern 5 van het Voorschrift toetsen op veiligheid 2006 (VTV2006). Hierbij is de bodemopbouw en karakteristieken als doorlatendheid van de bodem en kwelweglengte beschouwd. Daarnaast is aan de hand van het gewicht van het waterremmend pakket bepaald of er sprake is van verticaal evenwicht. Hierbij wordt een vergelijking gemaakt tussen het weerstandbiedend gewicht en opwaartse druk die door de waterspanning in het watervoerend pakket (in dit geval de tussenzandlaag) wordt veroorzaakt.

Indien het gewicht van het waterremmend pakket inclusief het gewicht van het vrije water kleiner is dan de opwaartse waterdruk treedt opbarsten op. Het mechanisme opbarsten / opdrijven is op zichzelf geen bezwijkmechanisme, maar kan aanleiding zijn voor piping en/of heave. Wanneer er sprake is van opbarsten, is er conform VTV2006 gecontroleerd of er sprake is van piping. Hierbij is er gebruik gemaakt van de methode Sellmeijer. De controle geeft aan dat de kwelweglengte in alle gevallen voldoende is. De dikte van de waterremmende lagen onder de boezem en/of de kwelengte zijn ruim voldoende om dit bezwijkmechanisme tegen te gaan. Dit betekent dat de opwaartse waterstroming die optreedt, niet krachtig genoeg is om het zand in de tussenzandlaag in beweging te krijgen en mee te voeren. Er zijn derhalve geen maatregelen noodzakelijk.

Er dient echter te worden opgemerkt dat er medio 2017 een herziene methode Sellmeijer van kracht wordt. Dit heeft mogelijk consequenties voor de resultaten. Deze consequenties zijn niet beschouwd in dit rapport.

De resultaten van de controle op opbarsten en piping zijn in onderstaande tabel samengevat. De berekeningen zijn daarnaast in tabelvorm in bijlage IV gegeven. Daarbij is de dikte van de weerstandbiedende laag na ontgraving gegeven, alsmede het weerstandbiedend gewicht (inclusief vrij water). Waar er is sprake is van opbarsten en is gerekend met een grenspotential als stijghoogte, waardoor de opbarstveiligheid 1,00 is.

Tabel 5-3 : Overzicht resultaten toets opbarsten en piping

| Vak | Dwarsprofiel | Dikte weerstandbiedende laag berging [m] | Gewicht weerstandbiedend inclusief water [kN/m ²] | Opbarstveiligheid [-] | Opbarsten [ja/nee] | Pipingcontrole [voldoet/niet] |
|-----|--------------------|---|--|--------------------------|-----------------------|----------------------------------|
| A | P01 | 0,7 | 19,1 | 1,00 | Ja | Voldoet |
| | P02 | 0,7 | 21,9 | 1,07 | Nee | - |
| | NP24 | 0,1 | 11,4 | 1,00 | Ja | Voldoet |
| B | P03 | 0,5 | 16,7 | 1,00 | Ja | Voldoet |
| C | P05 | 0,3 | 14,2 | 1,00 | Ja | Voldoet |
| D | P06 | 1,1 | 25,0 | 1,07 | Nee | - |
| | NP15A ² | - | - | - | Nee | - |
| E | P11 | 1,6 | 32,1 | 1,10 | Nee | - |
| | P08 | 1,7 | 34,6 | 1,14 | Nee | - |
| F | NP22 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. |
| | NP14A | 0,9 | 17,1 | 1,00 | ja | Voldoet |
| G | NP21 | 0,6 | 19,3 | 1,00 | Ja | Voldoet |

5.5 Macrostabieleit binnentalud

De macrostabieleit van het binnentalud wordt berekend met het programma D-Geo Stability. Afhankelijk van het optreden van opbarsten en de hoogte van de opbarstveiligheid dient met Uplift Van (drukstaafberekening) of Bishop (glijvlakberekening) te worden gerekend. Er dient afhankelijk van de situatie gerekend te worden met de omstandigheden “nat” en “droog”. Zie paragraaf 3.7 voor de belastingsituaties.

Voor de resultaten van de macrostabieleit van het binnentalud voor profielen P01, P03, P06 en NP21 wordt verwezen naar het ontwerpadvies van september 2015.

² Gezien de geometrie en te hanteren hydraulische belastingen van de kanteldijk is er geen controle op piping uitgevoerd. Opbarsten zou theoretisch enkel tijdens de ontgraving in combinatie met bemaling tijdens de aanleg van de waterkering kunnen plaatsvinden.

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de resultaten van de berekeningen in het kader van de macrostabiliteit binnentalud. Wanneer de opbarstveiligheid groter is dan 1,2 hoeft er conform VTV2006 geen drukstaafberekening te worden uitgevoerd. Aangezien dit bij geen van de profielen het geval is, is er in alle gevallen tevens een drukstaafberekening uitgevoerd.

In principe dienen de volgende situaties te worden beschouwd:

- Uitvoeringstabiliteit (t = 0 jaar);
- Stabiliteit bij oplevering (t = 3 jaar);
- Eindstabiliteit (t=10 jaar).

Hierbij dient de consolidatiegraad van cohesieve lagen te worden bepaald op de genoemde tijdstippen. Bij eindstabiliteit is de consolidatiegraad 100%. De consolidatiegraad bij oplevering is in dit project tevens 100% doordat de consolidatie vanwege tweezijdige afstroming relatief snel plaatsvindt³. De situaties zijn daardoor vergelijkbaar en dientengevolge is de stabiliteit bij oplevering buiten beschouwing gelaten.

Tabel 5-4 : Overzicht resultaten macrostabiliteit STBI (eindstabiliteit t=10 jaar; eis is SF ≥ 0.95)

| Vak | Dwarsprofiel | Maatregel | Stabiliteit Uplift Van "nat" [-] | Stabiliteit Uplift Van "droog" [-] | Stabiliteit Bishop "nat" [-] | Stabiliteit Bishop "droog" [-] |
|-----|--------------------|-----------------------------|----------------------------------|------------------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| A | P02 NP24 | Stortsteentalud en palenrij | 1.11 0.97 | 1.29 1.10 | 1.11 0.97 | 1.26 1.14 |
| C | P05 | geen | 1.10 | 1.08 | 1.18 | 1.13 |
| D | NP15A ⁴ | geen | - | - | >0.95 | > 0.95 |
| E | P11 P08 | geen | 1.62 1.57 | 1.41 1.43 | 1.36 1.32 | 1.30 1.27 |
| F | NP14A | Palenrij | 1.91 | 1.71 | 1.14 | 1.08 |

³ Uitgaande van een gemiddelde c_v waarde van $4,199E-7m^2/s$ (bepaald op basis van alle dwarsprofielen) is de tijdsfactor T bij 1095 dagen 6,89. Dit geeft een consolidatiegraad U van 100%.

⁴ In de eindsituatie ligt de kanteldijk grotendeels onder maaiveld. De eindstabiliteit zal ruimschoots voldoen, aangezien de waterkering aan beide zijden wordt ingesloten door de grondaanvulling en er geen hellingen in het profiel aanwezig zijn.

In tabel 5-5 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor uitvoeringsstabiliteit, behorende bij de laatste ophoogslag gegeven.

Tabel 5-5 : Overzicht resultaten macrostabiliteit STBI binnentalud (uitvoeringstabiliteit t=0; eis is SF ≥ 0.85)

| Vak | Dwarsprofiel | Maatregel | Stabiliteit Uplift Van "nat" [-] | Stabiliteit Uplift Van "droog" [-] | Stabiliteit Bishop "nat" [-] | Stabiliteit Bishop "droog" [-] |
|-----|--------------------|-----------------------------|----------------------------------|------------------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| A | P02 NP24 | Stortsteentalud en palenrij | 1.10 0.93 | 1.29 1.09 | 1.11 0.95 | 1.27 1.13 |
| C | P05 | geen | 1.09 | 1.08 | 1.17 | 1.12 |
| D | NP15A ⁵ | geen | - | - | > 0.85 | > 0.85 |
| E | P11 P08 | geen | 1.56 1.59 | 1.43 1.41 | 1.32 1.32 | 1.23 1.26 |
| F | NP14A | Palenrij | 1.80 | 1.56 | 1.04 | 0.99 |

Deze resultaten zijn gebaseerd op de consolidatiegraden van de verschillende grondlagen, behorend bij de laatste ophoogslag, gebaseerd op gehanteerde uitvoeringsfasering. Deze uitvoeringsfasering is gebaseerd op fasering uit het ontwerpadvies. Voor de uitvoeringstabiliteit voor alle ophoogslagen wordt verwezen naar de resultaten van de stabiliteitsberekeningen van de representatieve profielen in het ontwerpadvies van september 2015.

Er is conform het PvE tevens een berekening uitgevoerd, waarbij de situatie is beschouwd van de berging net na legen van de waterberging. Hierbij zijn de waterspanningen in de dijk aangepast. Er is hierbij uitgegaan van zowel de methode Bishop als Uplift Van in combinatie met belastingsituatie "nat/direct na legen". De resultaten zijn in tabel 5-6 weergegeven.

Tabel 5-6 : Overzicht resultaten macrostabiliteit STBI bij situatie direct na legen berging (eindstabiliteit t=10 jaar =situatie opleverstabiliteit t=3 jaar; eis is SF ≥ 0.95)

| Vak | Dwarsprofiel | Maatregel [ja/nee] | Stabiliteit Bishop [-] | Stabiliteit Uplift Van [-] |
|-----|--------------|-----------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| A | P02 NP24 | Stortsteentalud en palenrij | 0.97 0.97 | 0.97 0.97 |
| C | P05 | geen | 0.95 | 1.11 |
| E | P11 P08 | geen | 1.11 1.09 | 1.20 1.32 |
| F | NP14A | Palenrij | 0.99 | 1.67 |

Als laatste beoordeling op veiligheid van de macrostabiliteit van het binnentalud, is de situatie waarin de waterberging vol is beschouwd. Zie tabel 5-7 voor de resultaten.

⁵ In de eindsituatie ligt de kanteldijk grotendeels onder maaiveld. De eindstabiliteit zal ruimschoots voldoen, aangezien de waterkering aan beide zijden word ingesloten door de grondaanvulling en er geen hellingen in het profiel aanwezig zijn.

Vanwege het gewicht van het water dat in die situatie in de berging aanwezig is, is de drukstaafmethode buiten beschouwing gelaten, aangezien er bij de volle berging geen sprake zal zijn van opbarsten of opdrijven.

Tabel 5-7 : Overzicht resultaten macrostabiliteit STBI bij situatie volle berging (eindstabiliteit t=10 jaar =situatie opleverstabiliteit t=3 jaar; eis is SF ≥ 0.95)

| Vak | Dwarsprofiel | Maatregel | Stabiliteit Bishop |
|-----|--------------|-----------------------------|--------------------|
| | | [ja/nee] | [-] |
| A | P02 | Stortsteentalud en palenrij | 1.42 |
| | NP24 | | 1.34 |
| C | P05 | geen | 1.35 |
| E | P11 | geen | 1.48 |
| | P08 | | 1.54 |
| F | NP14A | Palenrij | 1.96 |

Voor een uitgebreid overzicht van de resultaten wordt verwezen naar bijlage V. In deze bijlage worden ook de veiligheidsfactoren genoemd zonder maatregel voor de profielen waar een maatregel noodzakelijk is.

5.6 Macrostabiliteit buitentalud

De toetsing van de macrostabiliteit van het buitentalud is uitgevoerd conform het algemene schema in figuur 5-4.5 in Katern 5 van het Voorschrift toetsen op veiligheid 2006 (VTV2006). Er dient conform de adviesnota Vlietzone gerekend te worden met de omstandigheid “val na hoogwater”. Zie paragraaf 3.7 voor de belastingsituaties per toetsspoor.

In een aantal gevallen is de buitenwaartse stabiliteit van het grondlichaam en de waterkering niet beoordeeld. Dit is het geval bij de profielen P05, (P06), P08, P11 en NP14A, waar de grondaanvulling buitenwaarts volgens het ontwerp dermate groot is dat de stabiliteit van de waterkering in geen enkel geval kan worden aangetast wanneer de voorgestelde uitvoeringsfasering wordt gehanteerd. De stabiliteit van het grondlichaam nabij de waterkering voldoet in alle gevallen. De stabiliteit van de waterkering bij profiel NP24 is met behulp van de safety overview in D-Geo Stability bepaald. Hieruit blijkt dat de kering zelf voldoet aan de eis, terwijl voor het gebied naast de kering een lagere veiligheidsfactor geldt.

Voor de resultaten van de macrostabiliteit van het buitentalud talud voor profielen P01, P03, P06 en NP21 wordt verwezen naar het ontwerpadvies van september 2015.

Tabel 5-8 : Overzicht resultaten macrostabiliteit buitentalud (STBU); eis is SF ≥ 0.95

| Vak | Dwarsprofiel | Stabiliteit Bishop | Stabiliteit Bishop |
|-----|--------------|--------------------|--------------------|
| | | “uitvoering” | “eindsituatie” |
| A | P02 | 0.93 | 1.00 |
| | NP24 | >0.85 | >0.95 |
| C | P05 | Niet beoordeeld | Niet beoordeeld |
| D | NP15A | Niet beoordeeld | Niet beoordeeld |
| E | P11 | Niet beoordeeld | Niet beoordeeld |
| | P08 | Niet beoordeeld | Niet beoordeeld |
| F | NP14A | Niet beoordeeld | Niet beoordeeld |

Voor een uitgebreid overzicht van de resultaten wordt verwezen naar bijlage V.

5.7 Uitvoeringsfasering

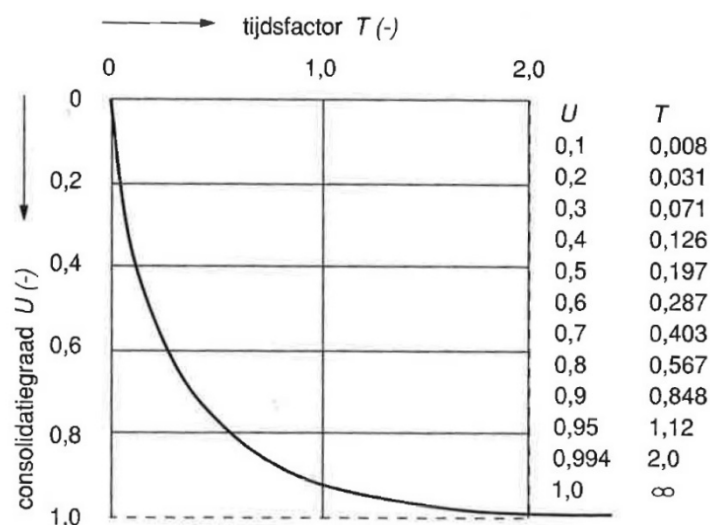
Voor de uitvoeringsstabiliteit van de verschillende profielen in paragraaf 5.5 en 5.6 is een fasering gehanteerd die, net als de in het ontwerpadvies gehanteerde ophoogfasering, is afgeleid van de berekeningsresultaten uit D-Settlement.

Bij de aanleg wordt de grond in lagen van 0,4 - 0,5 m aangebracht en verdicht. Tussen het aanbrengen van de grondlagen wordt een rusttijd van enkele weken gehanteerd. Daarbij zal in de loop van de tijd de consolidatiegraad van het samendrukbare pakket geleidelijk stijgen en de wateroverspanning in de grond verminderen. Door een gefaseerde bouwmethode te hanteren wordt de stabiliteit van het grondlichaam verbeterd.

Om de minimale benodigde bouwtijd van de waterkering te kunnen bepalen en de stabiliteit van de constructie tijdens het bouw te kunnen waarborgen is ter indicatie de uitvoeringsstabiliteit van het maatgevend dwarsprofiel P03 herberekend bij verschillende consolidatiegraden van het samendrukbare pakket. Daarbij zijn de onderstaande uitgangspunten gehanteerd:

- De c_v equivalent van het slappe pakket is op basis van de vergelijking (5.28) van de CUR162 lokaal bepaald en bedraagt $3,89 \text{ E-}7 \text{ m}^2/\text{s}$;
- De dikte van het samendrukbare pakket bedraagt 5,75 m;
- De tijdfactor T is op basis van de vergelijking $T = c_v \Delta t / (a \cdot h)^2$ bepaald, met:
 - Δt : tijdsduur (s);
 - a : afstromingsconstante. Hierbij is er vanwege infiltratie uitgegaan van tweezijdige afstroming $a=0,5$;
 - h : dikte van het samendrukbare pakket.

Afgeleid van de figuur 5.10 van de CUR162 (zie hieronder), is vervolgens de consolidatiegraad van de grond bij een verschillende tijdsduur bepaald. De consolidatiegraad van de grond per tijdsduur is in de tabel 5-8 weergegeven.



Figuur 5-1: Verhouding Tijdsfactor / consolidatiegraad (CUR162)

Voor de details met betrekking tot de uitvoeringsfasering wordt verwezen naar het ontwerpadvies van september 2015. In onderstaande tabel is aangegeven welke profielen in het ontwerpadvies en de gehanteerde uitvoeringsfaseringen dienen te worden gebruikt voor de in dit addendum behandelde profielen.

Tabel 5-9 : Te hanteren uitvoeringsfasering

| Representatief dwarsprofiel | Uitvoeringsfasering representatief voor profiel |
|------------------------------------|--|
| P01 | P02 ⁶ , NP24 |
| P06 | P05, P08, P11, NP14a |

⁶Profiel P02 ligt tussen profiel en P01 en NP21 in ter plaatse van de watercompensatie. Dit profiel is bij een aanleg in 77 dagen al stabiel, maar het is voor uitvoeringsfasering nabij de watercompensatie wenselijk dat voor dit profiel de zelfde fasering wordt gehanteerd als voor P01. Daarbij zal de watercompensatie pas na 230 dagen in gebruik worden genomen, waardoor er voldoende tijd is om P02 met de zelfde fasering aan te leggen.

5.8 Toets damwand kop Kansjesmolensloot

In de volgende paragraaf zijn de resultaten van de toets op horizontale vervorming en stabiliteit van de damwand aan de kop van de Kansjesmolensloot weergegeven.

5.8.1. Uitgangspunten

De gehanteerde uitgangspunten van de damwandberekening zijn hieronder weergegeven.

Voor deze locatie wordt er uitgegaan van een onverankerde damwand van het type AZ17-700 met een staalkwaliteit van S240GP.

Bodemonderzoek en grondgesteldheid

De grondgesteldheid ter hoogte van het dwarsprofiel is op basis van het volgende bodemonderzoek vastgesteld:

Tabel 5-10 : bodemonderzoek damwandberekening

| Type onderzoek | Beschikbaar bodemonderzoek |
|----------------|-----------------------------------|
| Sondering | DKMP152, DKMP160, DKMP206 en s103 |
| Boring | st12, hbt8 |

Op basis van het beschikbaar bodemonderzoek is de grondgesteldheid als volgt geschematiseerd:

Tabel 5-11: Grondgesteldheid (bij het dempen van de sloot)

| Diepte [m/NAP] | | Grondgesteldheid |
|----------------|-----------------|----------------------------|
| van | tot | |
| 0,4 | -1,4* | A3.2 Grondaanvulling |
| -1,4 | -2,0 | O1-1 Klei heumeus N |
| -2,0 | -3,6 | A2-1 Klei CA N |
| -3,6 | -4,0 | A1-1 Holland veen N |
| -4,0 | -5,7 | A5-1 Zand algemeen (matig) |
| -5,7 | -10,3 | A5-1 Zand algemeen |
| -10,3 | -13,4 | A3-1 Klei DK N |
| -13,4 | -15,9 | A5-1 Zand algemeen |
| -15,9 | -16,5 | A1-1 Holland veen N |
| -16,5 | Verkende diepte | A5-1 Zand algemeen |

*: NAP-1,4 m is gelijk aan de diepte van de sloot genomen

Grondparameters

De gehanteerde grondparameters zijn in onderstaande tabel weergegeven:

Tabel 5-12 : Representatieve grondparameters - damwandberekening

| Grondlaag | γ_d/γ_n | c' | φ' | δ' | k_{h1} | k_{h2} | k_{h3} |
|--------------------|---------------------|------|------------|-----------|----------|----------|----------|
| A4-4 Ophoogzand | 17/19 | 0 | 32,5 | 21,7 | 12000 | 6000 | 3000 |
| A1-1N Hollandveen | 10/10 | 2 | 15 | 0 | 1000 | 500 | 250 |
| A2-1 Klei CA N | 16,2/16,2 | 2 | 17,5 | 5,83 | 4000 | 2000 | 800 |
| A2-2 Klei CA N | 17/17 | 3 | 22,5 | 7,5 | 4000 | 2000 | 800 |
| A3-1 Klei DK N | 17/17 | 3 | 25 | 8,33 | 4000 | 2000 | 800 |
| A3-2 Klei DK N | 17/17 | 5 | 27,5 | 9,20 | 6000 | 4000 | 2000 |
| Zand matig vast | 18/20 | 0 | 30 | 20 | 20000 | 10000 | 5000 |
| A5-1 zand algemeen | 18/20 | 0 | 33,8 | 22,5 | 40000 | 20000 | 10000 |

Met

- γ_d/γ_n : Droog en nat volumieke gewicht (in kN/m^3);
 c' : Effectieve cohesie (in kPa);
 φ' : Effectieve hoek van inwendige wrijving (in graden);
 δ' : Wandwrijvingshoek (in graden);
 k_{h1} , k_{h2} en k_{h3} : Horizontale beddingconstanten (kN/m^3).

Overige uitgangspunten

- De vervormingen van de damwand zijn voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) getoetst. De sterkte van de damwand is voor de uiterste grenstoestand (UGT) getoetst.
- De horizontale vervorming van de damwand mag maximaal 50 mm bedragen (aan de bovenkant gemeten).
- Er is rekening gehouden met een extra belasting achter de wand ter compensatie van de optredende zettingen. Bij deze locatie zijn zettingen van circa 15 cm berekend. Uitgaande van een maximale zetting van 20 cm, is een extra permanente belasting van $3,5 \text{ kN/m}^2$ aan de actieve zijde van de damwand in rekening gebracht.
- Tijdens de bouwphase, is er rekening gehouden met wateroverspanning t.g.v de consolidatie van de samendrukbare lagen aan de actieve zijde van de damwand. Voor de eindsituatie is geen wateroverspanning in rekening gebracht.
- Er is rekening gehouden met corrosie van de damwand gedurende 100 jaar (coating is niet toegestaan). Op basis van water aan de voorkant van de damwand en grond aan de achterkant van de damwand, is een corrosiereductie van 2,6 mm van de dikte van de damwand aangehouden.
- In verband met mogelijk onderhoud, is er rekening gehouden met een tijdelijke bovenbelasting (onderhoudsvoertuig) van 13 kN/m^2 over 2,5 m breedte.
- De stabiliteit van de damwand dient tijdens de uitvoering minimaal 0,85 te bedragen; de stabiliteit na realisatie, direct bij oplevering dient minimaal 0,95 te bedragen.
- Het zichtbare deel van de damwand wordt afgewerkt met een deksloof.
- De damwand dient na plaatsing gedurende de 100 jaar zettingvrij te zijn.

De mechanische eigenschappen van de damwand zijn:

Tabel 5-13: Afmetingen en mechanische eigenschappen damwand

| | |
|--|------------------|
| Type Damwand | AZ17-700 |
| Materiaal | Staal S240GP |
| Levensduur in jaar | 100 |
| W_x in cm^3/m (na corrosie) | 1320 |
| I_x in cm^4/m (na corrosie) | 27610 |
| E in kN/m^2 (na corrosie) | $2,1 \cdot 10^8$ |
| EI in kNm^2/m^1 (na corrosie) | 57981 |
| Max. opneembare buigende moment (red) in kNm/m^1 (na corrosie) | 317 |

De gehanteerde grondwaterstanden zijn:

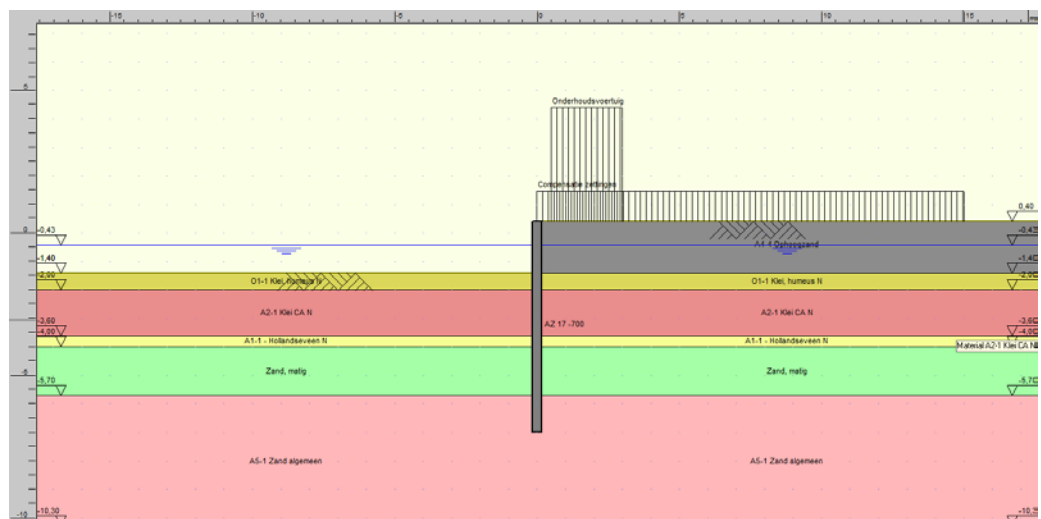
- Streefpeil boezem NAP-0,43 m;
- Ontwerppeil boezem NAP-0,13 m.

De inehdiepte van de damwand is NAP-7,0 m (damwandlengte circa 7,5 m).

Er is van uitgegaan dat de sloot met zand, tot een gemiddelde hoogte van NAP+0,40 m wordt gedempt.

De gehanteerde bouwfases zijn:

| Fase | Waterstand | Water-overspanning | Compensatie-zettingen | Verkeers-belasting |
|-----------------------------------|-------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| Initiële fase | Streefpeil | Nee | Nee | Nee |
| Demping boezem/Aanbrengen damwand | Streefpeil | Ja | Nee | Nee |
| Consolidatie fase | Streefpeil | Ja | Ja | Nee |
| Eindfase | Streefpeil | Nee | Ja | Ja |
| Eindfase | Ontwerppeil | Nee | Ja | Ja |



Figuur 5-2 : Invoer berekening (eindsituatie)

5.8.2. Berekeningsresultaat

De resultaten van de berekening zijn in onderstaande tabel samengevat. De uitgebreide berekeningsresultaten zijn in bijlage VII weergegeven.

Tabel 5-14: Samenvatting berekeningsresultaten.

| Fase | BGT | UGT | Globale stabiliteit |
|-----------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| | Max. horizontale vervorming [in mm] | Max. buigend moment [in kNm/m] | |
| Demping boezem/Aanbrengen damwand | 23,1 | 98,8 | 3,87 |
| Consolidatie fase | 29,0 | 116,8 | 3,47 |
| Eindfase streefpeil | 29,6 | 124,3 | 3,46 |
| Eindfase ontwerppeil | 29,5 | 124,3 | 3,68 |

5.8.3. Conclusie

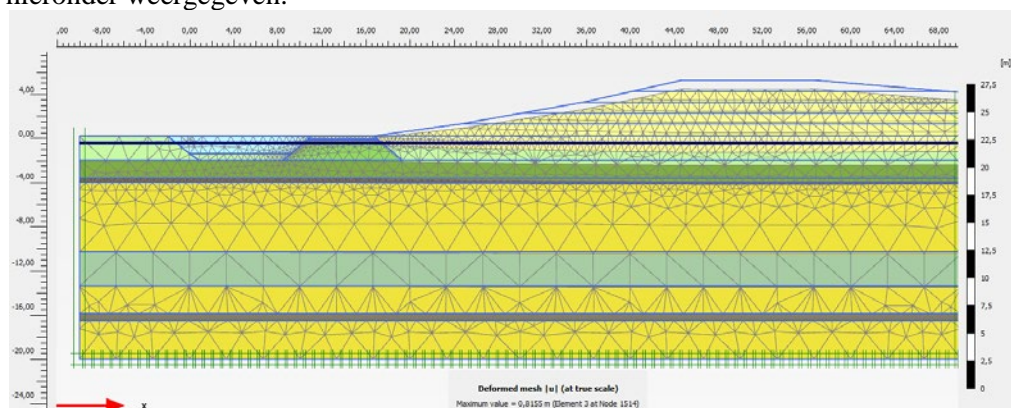
Een onverankerde damwand van het type AZ17-700 met een lengte van circa 8,0 m is voldoende om de optredende belastingen op te vangen. De horizontale vervormingen van de damwand (aan de bovenkant gemeten) zullen rond de 30 mm bedragen. Tussen de bouwphase waarbij de consolidatie van de grond deels zal plaatsvinden (wateroverspanning) en de definitieve situatie, zullen er circa 7 mm extra horizontale vervormingen optreden (23 mm naar ca. 30 mm). Voor alle beschouwde situaties is het maximale buigende moment ruim opneembaar (max 124 kNm/m waarbij 317 kNm/m opneembaar is). De globale stabiliteit van de damwand voldoet, tijdens de bouwphase alsmede de definitieve situatie, ruim aan de gestelde eis.

Opgemerkt wordt dat de heikbaarheid van de damwandplanken niet beoordeeld is. Op basis van de gemeten conusweerstand bij de sonderingen ($q_c = 8-10$ MPa), zal het heien van de damwand geen problemen opleveren.

In plaats van damwandtype Arbed AZ kunnen ook vergelijkbare profielen van Hoesch worden toegepast.

5.9 Invloed op bestaande boezemkade

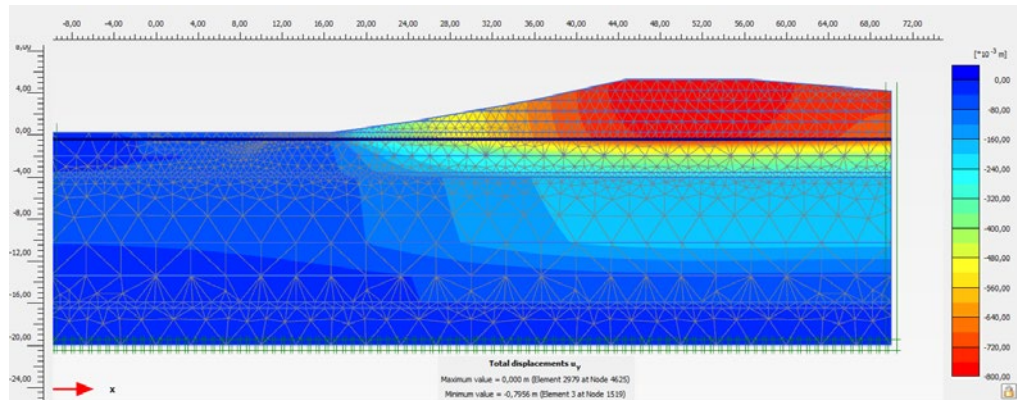
In paragraaf 3.12.2 is de aanvullende vraag uiteengezet met betrekking tot de invloed van de ophoging op de bestaande kade. De resultaten van de Plaxis berekening 2D zijn hieronder weergegeven.



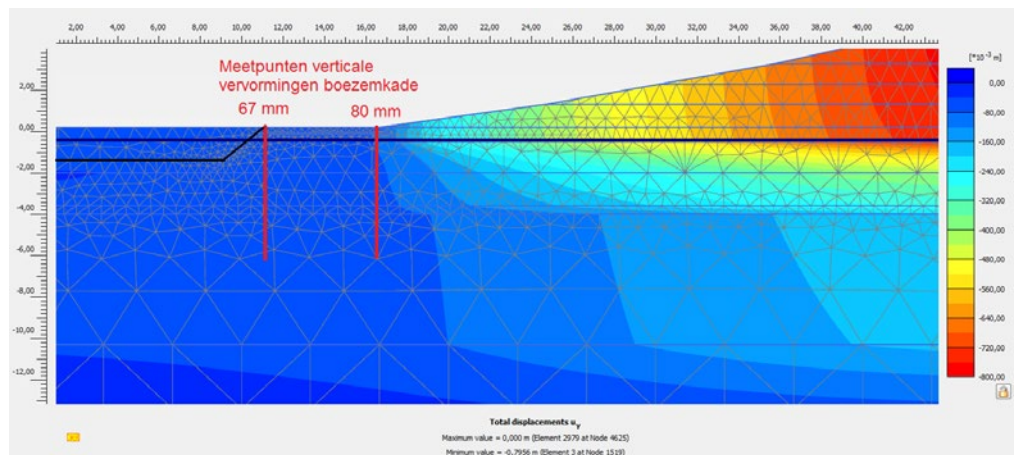
Figuur 5-3: Mesh - vervormingen na 10 jaar

5.9.1. Verticale vervormingen

De maximale verticale vervormingen zullen onder de kern van de terp optreden en zullen circa 795 mm na 10 jaar bedragen (815 mm na 30 jaar). Ter plaatse van de bestaande boezemkade zal een verticale vervorming van 67 mm tot 80 mm (zettingen) optreden. De weergegeven zettingen zijn exclusief de autonome bodemdaling van 1cm per jaar. In de onderstaande figuren hieronder zijn de zettingen 10 jaar na aanleg weergegeven.



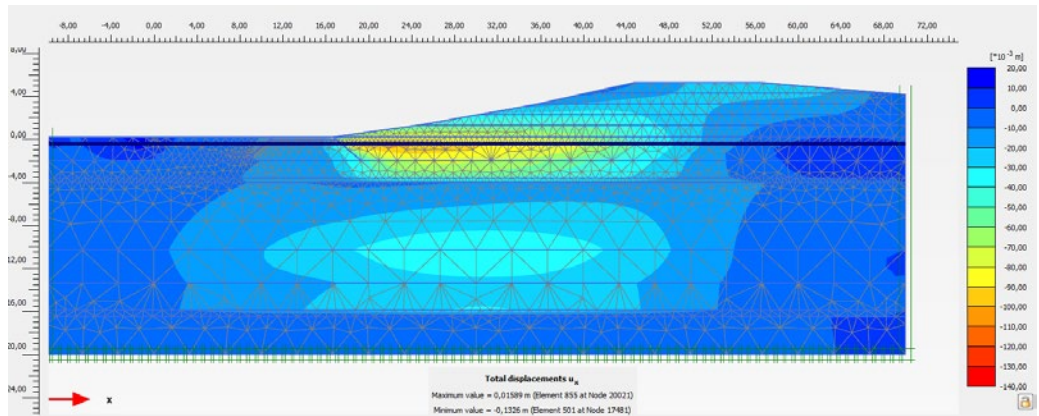
Figuur 5-4: Verticale vervormingen na 10 jaar – globaal aanzicht



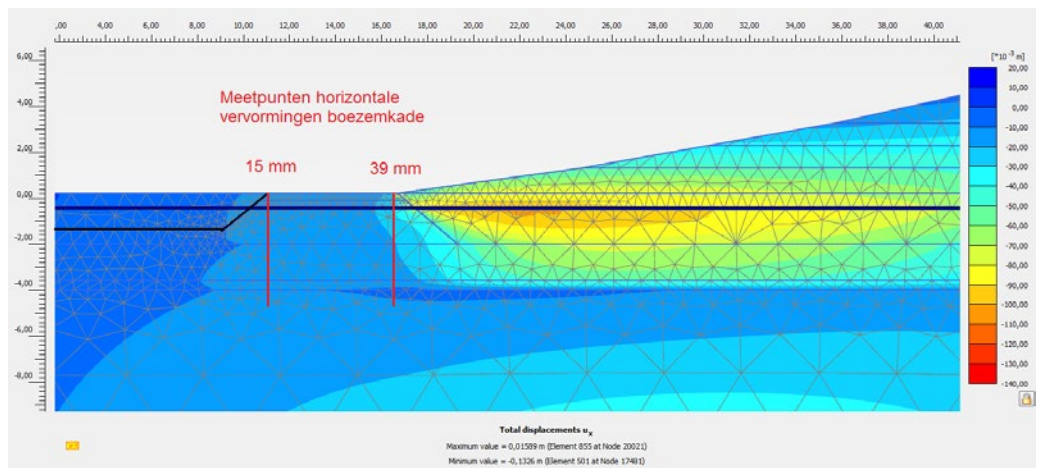
Figuur 5-5 : Verticale vervormingen na 10 jaar t.p.v. talud boezemkade

5.9.2. Horizontale vervormingen

De maximale horizontale vervormingen zullen aan de teen van de terp optreden en zullen circa 132 mm na 10 jaar bedragen (140 mm na 30 jaar). Ter plaatse van de boezemkade zullen horizontale vervormingen van 15 mm tot 39 mm optreden. In onderstaande figuren zijn de horizontale vervormingen 10 jaar na aanleg weergegeven.



Figuur 5-6: Horizontale vervormingen na 10 jaar – globale aanzicht



Figuur 5-7: Horizontale vervormingen na 10 jaar t.p.v. talud boezemkade

6 Conclusie

6.1 Algemeen

In dit addendum van het ontwerpadvies is de aanleg van de waterberging en de landschappelijke inpassingen tijdens de bouwfase tot aan de oplevering (op medio 2020 gesteld) beschouwd. In aanvulling op het ontwerpadvies van september 2015 is voor de overige profielen (P02, P05, P08, P11, NP14a en NP24) de macrostabiliteit van het binnentalud en buitentalud voor de laatste fase van de uitvoering en voor de definitieve situatie beschouwd. Tevens is voor alle profielen (dus ook de representatieve profielen uit het ontwerpadvies) de veiligheid beoordeeld op basis van de volgende aspecten:

- Beoordeling hoogte geometrie en profiel waterkering
- Risico hydraulische kortsluiting
- Opbarsten en piping

Daarnaast is de damwand aan de kop van de Kansjesmolensloot beoordeeld en is voor de zuidzijde van de waterberging een analyse gemaakt van de horizontale vervormingen.

In de volgende paragrafen wordt ingegaan op de conclusies voor de verschillende onderdelen van de beoordeling op veiligheid.

6.2 Beoordeling hoogte (HTL / HTO)

Uit de zettingsberekeningen volgt ter compensatie van de optredende zettingen een overhoogte waarmee de hoogte van de waterkering op einddatum (op 10 jaar na oplevering gesteld) voldoet aan de eis van NAP +0,20m. Daarnaast is het voor veel profielen noodzakelijk om extra grond aan te brengen om het toekomstig voetpad boven de waterkering aan te kunnen leggen. Hiervoor is minimaal 0,25m grond (zand) nodig bovenop het profiel, zodat de fundering van het pad de waterkering niet raakt. De overhoogte die nodig is bij aanleg om zettingen na 10 jaar en autonome bodemdaling in 10 jaar te compenseren ligt tussen 0,19 m en 0,59 m. Als deze overhoogte wordt gehandhaafd voldoen de profielen in alle gevallen.

6.3 Risico hydraulische kortsluiting

Het risico op hydraulische kortsluiting wordt in het ontwerp veroorzaakt door de ontgraving die voorzien is bij de aanleg van de waterberging. Bij veel profielen wordt de ondiepe waterremmende laag voor een groot deel verwijderd zodat, op basis van het beschikbare bodemonderzoek, het niet is uit te sluiten dat er hydraulische kortsluiting plaatsvindt. Bij de beschouwing van een aantal profielen is de laagdikte verkleind tot enkele decimeters en is het aannemelijk dat er lokaal kortsluiting ontstaat tussen oppervlaktewater en de ondiepe tussenzandlaag. Dit is voornamelijk het geval ter plaatse van P01, P05 en NP24.

6.4 Opbarsten en piping (STPI)

In veel gevallen is de opbarstveiligheid als gevolg van de ontgraving kleiner dan 1,0. Hierdoor is het gewicht van het minimaal aanwezige oppervlaktewater en van het waterremmend pakket kleiner dan de opwaartse waterdruk en zal opbarsten optreden. Bij de toets op opbarsten is echter geen rekening gehouden met een mogelijke afname van de stijghoogte in het ondiepe watervoerend pakket in de toekomst, welke een toename van infiltratie tot gevolg zal hebben. Dit zou echter maar een beperkt positief effect op de opbarstveiligheid hebben.

Waar de opbarstveiligheid lager is dan 1,0 is vervolgens een piping controle uitgevoerd

conform de methode Sellmeijer. De controle geeft aan dat de kwelweglengte in alle gevallen voldoende is.

6.5 Macrostabiteit binnentalud (STBI)

De binnenwaartse stabiliteit is beoordeeld door middel van glijvlakbenadering en drukstaafmethode. De beoordeling is uitgevoerd voor de uitvoeringstabiteit ($t=0$ jaar) en eindstabiteit ($t=10$ jaar). De stabiliteit bij oplevering ($t=3$ jaar) bleek bij controle gelijk gesteld te kunnen worden aan de eindstabiteit vanwege het feit dat de consolidatiegraad bij 3 jaar en 10 jaar nagenoeg gelijk is. Daarom is de eindstabiteit maatgevend gesteld voor de situatie bij oplevering. De hydraulische belastingsituatie tijdens oplevering direct na legen van de berging is dan ook beoordeeld met gebruik van de uitgangspunten voor eindstabiteit. Daarnaast zijn de hydraulische belastingsituaties “nat”, “droog” en “volle berging” beschouwd.

6.5.1. Uitvoeringstabiteit

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat de binnenwaartse macrostabiteit voor alle profielen in de laatste fase van de aanleg voldoet voor de situaties “nat” en “droog”, wanneer de fasering zoals gegeven in bijlage VI wordt gehanteerd.

6.5.2. Stabiliteit bij oplevering - Situatie met volle berging

In het geval waarbij de berging vol is gelopen zullen de waterspanningen in de waterkering toenemen. Daarentegen zal het weerstandbiedend gewicht binnenwaarts toenemen. Dit heeft gevolgen voor de stabiliteit van de waterkering. De binnenwaartse macrostabiteit van de waterkering voldoet in deze situatie voor alle profielen.

6.5.3. Stabiliteit bij oplevering - Situatie direct na legen berging

In het geval waarbij de berging leeg is gepompt zullen de waterspanningen in het dijklichaam langzaam afnemen en zal het weerstandbiedend gewicht in de berging af zijn genomen. Dit heeft gevolgen voor de stabiliteit van de dijk. Er zijn mitigerende maatregelen in de vorm van stortsteentaludbekleding en/of een palenrij in het talud nodig om de stabiliteit in deze situatie te borgen bij profielen P02, NP14a en NP24.

6.5.4. Eindstabiteit

De eindstabiteit na 10 jaar voldoet in alle gevallen voor zowel “nat” als “droog” en zowel voor de glijvlak benadering als de “drukstaafbenadering” ($SF \geq 0.95$), mits de eerder genoemde stabiliteitsmaatregelen langs de waterkering aan het Molenslootpad worden toegepast.

6.6 Macrostabiteit buitentalud (STBU)

Voor de locaties waar de waterkering kan worden beïnvloed door de stabiliteit van het buitentalud is een toets op macrostabiteit uitgevoerd. Bij profielen P02, P05, P08, P11 en NP14A is de grondaanvulling buitenwaarts dermate omvangrijk dat de stabiliteit van de waterkering in geen enkel geval in het geding is. Voor P02 en NP24 is de buitenwaartse stabiliteit met stabiliteitsberekeningen beschouwd.

6.6.1. Uitvoeringstabiteit

De buitenwaartse stabiliteit voldoet tijdens de uitvoering aan de eis van $SF \geq 0,85$, wanneer de voorgestelde ophoogfasering gevolgd wordt.

6.6.2. Eindstabiteit

De eindstabiteit van het buitentalud van de waterkering voldoet voor profiel P02 en NP24 aan de eis van $SF \geq 0,95$.

6.7 Damwand kop Kansjesmolensloot

Een onverankerde damwand van het type AZ17-700 met een lengte van circa 8,0 m is voldoende om de optredende belastingsverhoging op te vangen. De horizontale vervormingen van de damwand (aan de bovenkant gemeten) zullen rond de 30 mm bedragen. Tussen de bouwfase, waarbij de consolidatie van de grond deels zal plaatsvinden (wateroverspanning), en de definitieve situatie, zal er circa 7 mm extra horizontale vervorming optreden (23 mm naar ca. 30 mm). Voor alle beschouwde situaties is het maximale buigende moment ruim opneembaar (max 124 kNm/m waarbij 317 kNm/m opneembaar is). De stabiliteit van de damwand voldoet tijdens de bouwfase en de definitieve situatie ruim aan de gestelde eis.

Opgemerkt wordt dat het inbrengen van de damwandplanken niet beoordeeld is. Op basis van de gemeten conusweerstand bij de sonderingen ($q_c = 8-10$ MPa), zal het inbrengen van de damwand geen problemen opleveren.

In plaats van damwandtype Arbed AZ kunnen ook vergelijkbare profielen van Hoesch worden toegepast.

6.8 Invloed op bestaande boezemkade door ophoging zuidzijde

Ten gevolge van het aanbrengen van de terp tot een hoogte van NAP+5,25 m zullen er omvangrijke vervormingen optreden. Ter plaatse van de terp is circa 815 mm zettingen en 140 mm aan horizontale vervorming berekend. Ter hoogte van de huidige boezemkade zullen horizontale vervormingen 15 tot 40 mm bedragen. De zettingen bedragen 70 tot 80 mm.

De optredende horizontale vervormingen zijn voor de huidige boezemkade toelaatbaar. Omdat de boezemkade op deze locatie niet bestaat uit een kerende constructie (damwand, beschoeiing, etc.), maar uit een natuurlijk talud kunnen relatief grote horizontale vervormingen opgenomen worden. Echter, ten aanzien van de hoogteligging van de boezemkade en het alignement van het Molenslootpad dienen de optredende zettingen te worden gecompenseerd of te worden voorkomen door mitigerende maatregelen te treffen. Deze maatregelen zouden kunnen zijn:

- compenseren van de zettingen door een overhoogte aan te brengen,
- aanpassing van de geometrie van de terp (vermindering van de hoogte),
- steiler talud toepassen om ruimte tussen de teen van het talud en de boezemkade te creëren,
- het uitvoeren van de terp met deels licht ophoogmateriaal,
- verminderen van de zettingen door het ontgraven van de bovenste samendrukbare kleilaag,
- ter bescherming van de kade: aanbrengen van een damwandscherm tussen de boezemkade en de terp.

Het toepassen van een van deze maatregelen of een combinatie van deze maatregelen dient in de volgende fase van het project nader te worden beschouwd.

6.9 Knelpunten / conflict ontwerp – eis waterkering

Bij de profielen P01, P02, P03, P08, P11, NP14A geeft de geometrie van het ontwerp van de landschappelijke aanpassingen te weinig ruimte om het symmetrische waterkeringprofiel met een kruinbreedte van 2,5m, kruinhoogte van NAP +0,20m en een taludhelling van 1 op 3 te kunnen maken. In de dwarsprofielen is de geometrie hier op aangepast. Deze aanpassingen van de geometrie van de terpen dienen in het ontwerp verwerkt te worden.

Colofon

Opdrachtgever Gemeente Den Haag
Dhr. T. Hagedoorn

Uitgave Movares Nederland B.V.

Divisie Ruimte, Mobiliteit en Infra
Waterbouw, Geotechniek en Dynamica

Daalseplein 101
Postbus 2855
3500 GW Utrecht

Telefoon 06-53304716

Ondertekenaar drs. G. Colard / B Dijkstra MSc
Adviseurs geotechniek

Projectnummer RM0036006-100

Opgesteld door drs. G. Colard/B. Dijkstra MSc
Adviseurs geotechniek

© 2015, Movares Nederland B.V.

Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden vervoelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand of openbaar gemaakt in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen, of enige andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van Movares Nederland B.V.

Bijlage I Situatietekening projectgebied Vlietzone

Bijlage II Beschikbaar bodemonderzoek

Bijlage III Sterkte parameters Vlietzone (Sigma/Tau)

Bijlage IV Resultaten opbarsten en piping

Bijlage V Resultaten D-Geo-Stability

1. *Uitgebreid overzicht resultaten stabiliteitsberekeningen*
2. *Rekenbestanden D-Geo Stability (digitaal bijgevoegd)*

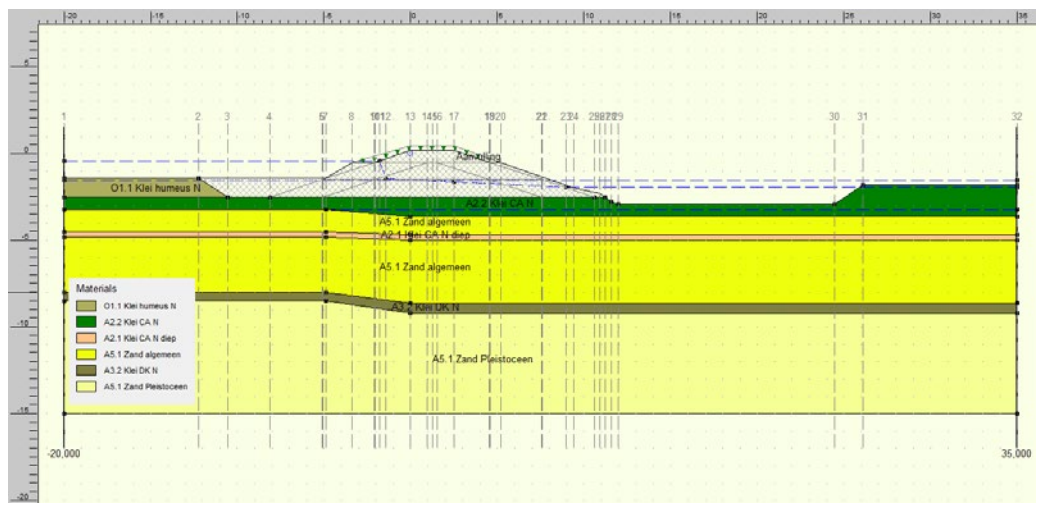
De berekeningen voor dwarsprofielen P01, P03, P06 en NP21 zijn in het ontwerpadvies van september 2015 te vinden.

Bijlage VI Resultaten D-Settlement

Hieronder zijn de berekeningsresultaten van de D-Settlement berekeningen samengevat. De berekeningen van profielen P01, P03, P06 en NP21 zijn in het ontwerpadvies van september 2015 te vinden. De uitgebreide rapportages van de berekeningen zijn als pdf-bestanden bij dit rapport toegevoegd. Daarnaast zijn de digitale rekenbestanden toegevoegd.

De optredende zettingen en restzettingen zijn in mm weergegeven.

Dwarsprofiel P02



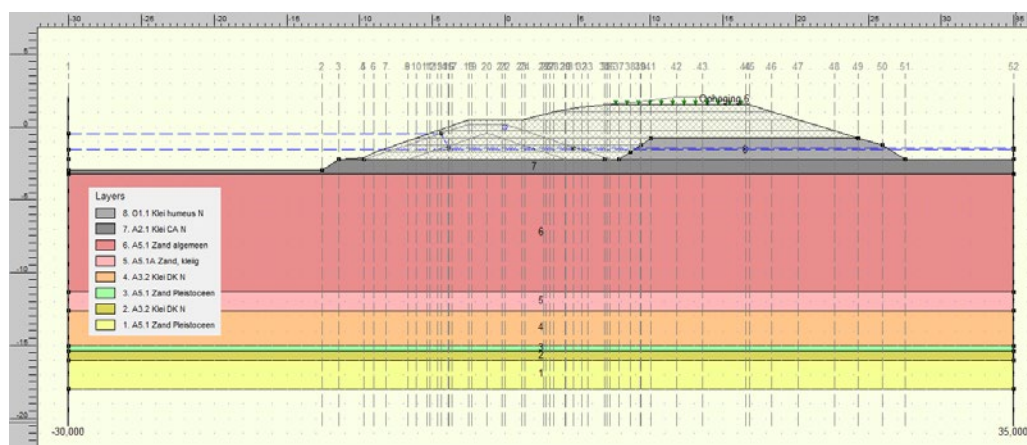
Bijlage VI- fig 1: input P02

Samenvatting van de optredende zettingen

| Zettingen* | Verticaal | | | | | |
|----------------------------|-------------|--------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|
| | 5 (teen) | 12 (mid. Talud) | 13 (kruin) | 17 (kruin) | 18 (mid. talud) | 21 (teen talud) |
| Na 2 jaar | 38 | 70 | 90 | 86 | 65 | 40 |
| Na 10 jaar | 40 | 74 | 95 | 91 | 69 | 43 |
| Naar 30 jaar | 44 | 82 | 106 | 102 | 75 | 49 |
| Restzettingen (na 10 jaar) | 4 | 8 | 11 | 11 | 6 | 6 |

* excl. Autonome bodemdaling van 1cm / jaar

Dwarsprofiel P05



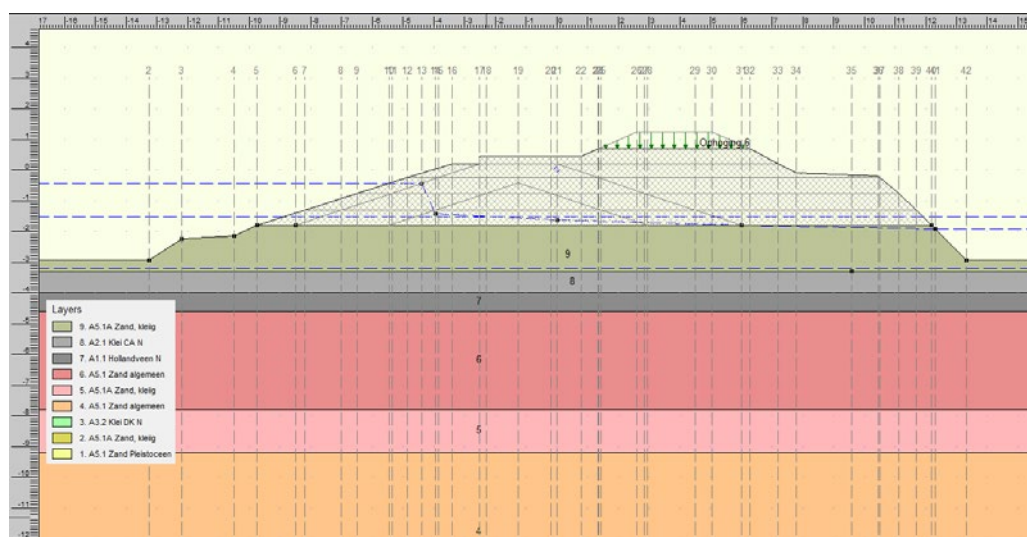
Bijlage VI- fig 2: input P05

Samenvatting van de optredende zettingen

| Zettingen* | Verticaal | | | | | |
|----------------------------|-------------|------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|
| | 5 (teen) | 9 (mid.talud) | 13 (kruin) | 14 (kruin) | 16 (mid. talud) | 20 (teen talud) |
| Na 2 jaar | 29 | 66 | 95 | 102 | 108 | 142 |
| Na 10 jaar | 30 | 70 | 101 | 108 | 115 | 151 |
| Naar 30 jaar | 38 | 80 | 118 | 125 | 133 | 170 |
| Restzettingen (na 10 jaar) | 8 | 10 | 17 | 17 | 18 | 19 |

* excl. Autonome bodemdaling van 1cm / jaar

Dwarsprofiel P08



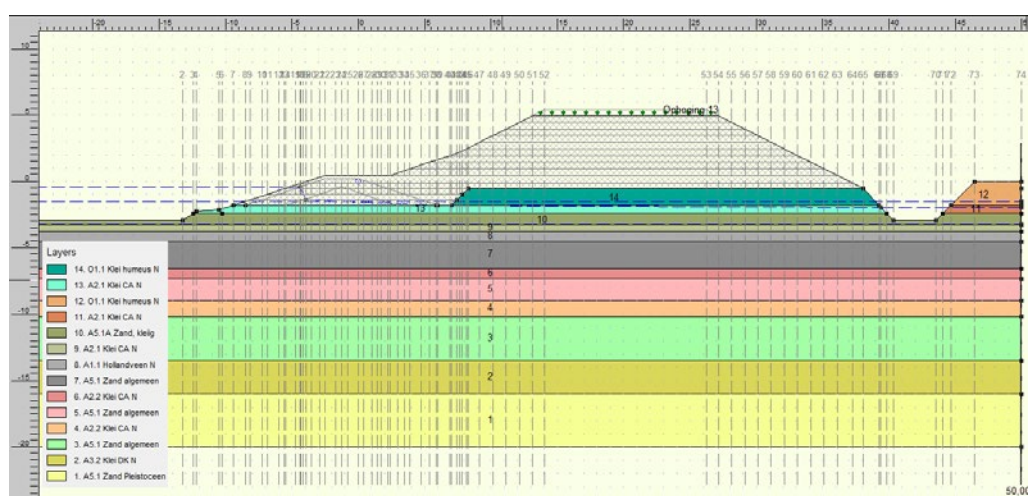
Bijlage VI- fig 3: input P08

Samenvatting van de optredende zettingen

| Zettingen* | Verticaal | | | | | |
|----------------------------|-------------|-------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|
| | 6 (teen) | 11 (mid.talud) | 17 (kruin) | 21 (kruin) | 26 (mid. talud) | 31 (teen talud) |
| Na 2 jaar | 16 | 48 | 69 | 86 | 99 | 86 |
| Na 10 jaar | 17 | 51 | 73 | 91 | 105 | 91 |
| Naar 30 jaar | 19 | 56 | 81 | 101 | 115 | 100 |
| Restzettingen (na 10 jaar) | 2 | 5 | 8 | 10 | 10 | 9 |

* excl. Autonome bodemdaling van 1cm / jaar

Dwarsprofiel P11



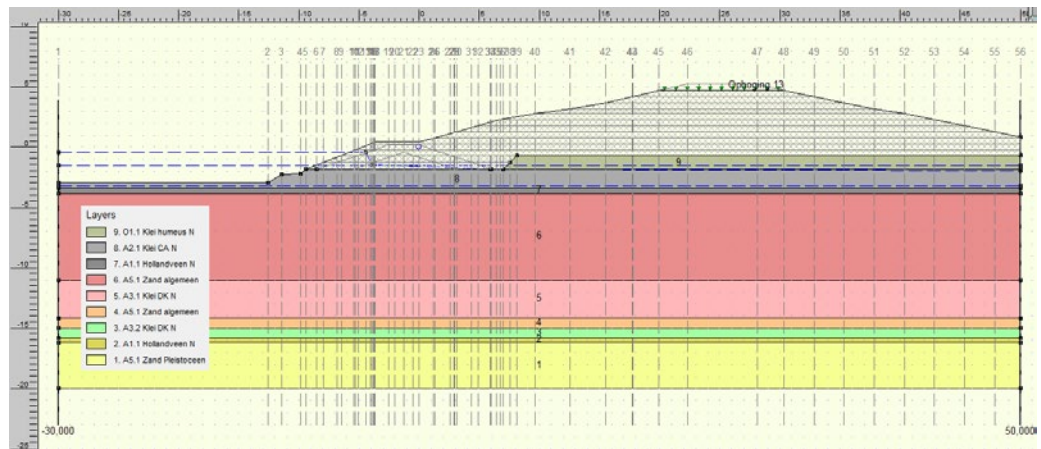
Bijlage VI- fig 4: input P11

Samenvatting van de optredende zettingen

| Zettingen* | Verticaal | | | | | |
|----------------------------|-------------|-------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|
| | 8 (teen) | 10 (mid.talud) | 14 (kruin) | 15 (kruin) | 17 (mid. talud) | 18 (teen talud) |
| Na 2 jaar | 62 | 113 | 178 | 222 | 272 | 365 |
| Na 10 jaar | 66 | 120 | 190 | 237 | 290 | 389 |
| Naar 30 jaar | 88 | 150 | 235 | 295 | 353 | 451 |
| Restzettingen (na 10 jaar) | 22 | 30 | 45 | 58 | 63 | 62 |

* excl. Autonome bodemdaling van 1cm / jaar

Dwarsprofiel NP14A



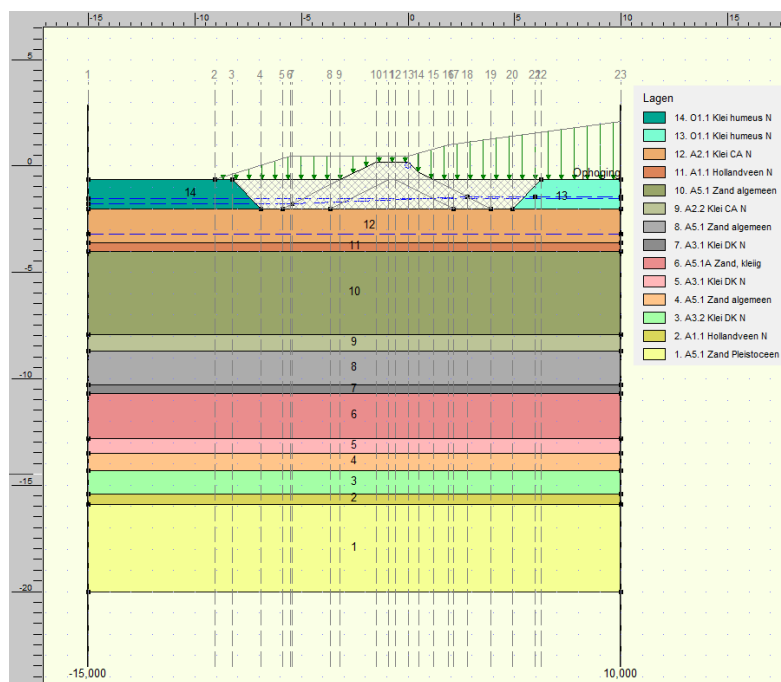
Bijlage VI- fig 5: input NP14A

Samenvatting van de optredende zettingen

| Zettingen* | Verticaal | | | | | |
|----------------------------|-------------|-------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|
| | 6 (teen) | 12 (mid.talud) | 19 (kruin) | 23 (kruin) | 27 (mid. talud) | 34 (teen talud) |
| Na 2 jaar | 78 | 150 | 227 | 274 | 317 | 383 |
| Na 10 jaar | 83 | 160 | 242 | 292 | 337 | 408 |
| Naar 30 jaar | 109 | 190 | 295 | 351 | 398 | 470 |
| Restzettingen (na 10 jaar) | 26 | 30 | 53 | 59 | 61 | 62 |

* excl. Autonome bodemdaling van 1cm / jaar

Dwarsprofiel NP15A (kanteldijk)



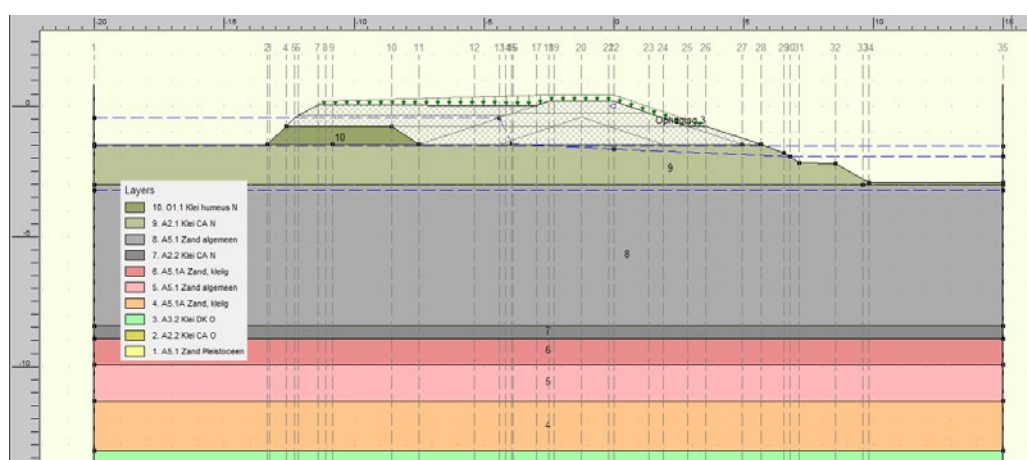
Bijlage VI- fig 6: input NP15A

Samenvatting van de optredende zettingen

| Zettingen* | Verticaal | | | | | |
|----------------------------|-------------|------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|
| | 5 (teen) | 9 (mid.talud) | 10 (kruin) | 13 (kruin) | 16 (mid. talud) | 19 (teen talud) |
| Na 2 jaar | 145 | 180 | 191 | 208 | 244 | 268 |
| Na 10 jaar | 154 | 191 | 203 | 221 | 259 | 285 |
| Naar 30 jaar | 186 | 232 | 247 | 266 | 302 | 327 |
| Restzettingen (na 10 jaar) | 32 | 41 | 44 | 45 | 43 | 42 |

* excl. Autonome bodemdaling van 1cm / jaar

Dwarsprofiel NP24



Bijlage VI- fig 7: input NP24

Samenvatting van de optredende zettingen

| Zettingen* | Verticaal | | | | | |
|----------------------------|--------------|-------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|
| | 11 (teen) | 14 (mid.talud) | 18 (kruin) | 22 (kruin) | 24 (mid. talud) | 27 (teen talud) |
| Na 2 jaar | 130 | 155 | 156 | 137 | 89 | 19 |
| Na 10 jaar | 138 | 164 | 165 | 146 | 95 | 20 |
| Naar 30 jaar | 167 | 191 | 191 | 169 | 116 | 28 |
| Restzettingen (na 10 jaar) | 29 | 27 | 26 | 23 | 21 | 8 |

* excl. autonome bodemdaling van 1cm / jaar

Bijlage VII Resultaten D-Sheet piling

Voor de resultaten van de D-Sheet piling berekening wordt naar de digitale bestanden van de berekening verwezen.

Bijlage VIII Berekening infiltratie en kwel

1. Infiltratie

De wegzijging vanuit oppervlaktewater is berekend met de volgende vergelijking:

$$I = A * \Delta H / C \quad \text{waarin:}$$

I = infiltratie (m³/dag)

A = oppervlakte (m²)

ΔH = verschil waterstand en stijghoogte ondiep watervoerend pakket (m)

C = weerstand bodemlaag onder oppervlaktewater (dag)

2. Kwel

De kwelstroming vanuit de boezem naar het oppervlaktewater in het park is geschematiseerd volgens figuur 1 en berekend met de volgende vergelijking:

$$Q = L * K * Z_0 * (H/B) / (1 + ((\lambda_1 + \lambda_2)/B)) \quad \text{waarin:}$$

Q = kwel (m²/dag) per m¹

L = lengte van de kering (m)

K = doorlatendheid ondiep watervoerend pakket (m/dag)

Z₀ = verschil boezempeil – gemiddeld polderpeil (m)

H = dikte ondiep watervoerend pakket (m)

B = afstand boezem – polderwater (m)

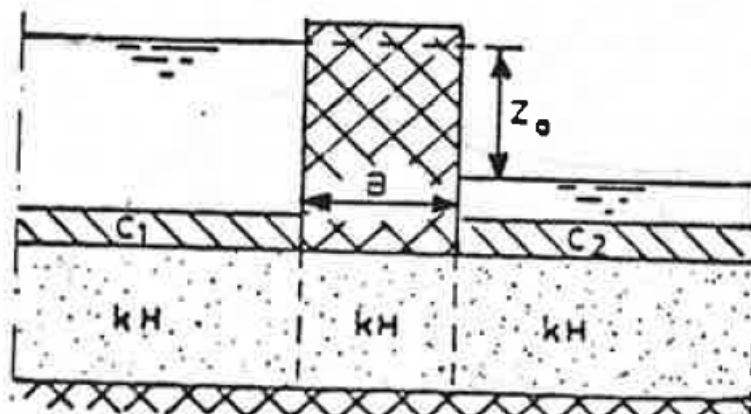
λ_1 = spreidingslengte kanaalzijde (m)

λ_2 = spreidingslengte parkzijde (m)

$\lambda_{1,2}$ worden berekend uit $(K * H * C_{1,2})^{0.5}$ waarin

C₁ is de weerstand laag tussen de kanaalbodembodem en het ondiep watervoerend pakket (dag)

C₂ is de weerstand laag tussen de slootbodembodem en het ondiep watervoerend pakket (dag)



Figuur 1 Schematisatie berekening kwel

De lengte van de boezemkade (nieuwe + huidige) bedraagt 400 m. De minimale waarde voor B bedraagt 17 m.

De dikte H van het ondiep watervoerend pakket is afgeleid uit het bodemonderzoek en bedraagt maximaal 10 m.

C_1 is conservatief ingeschat op 150 dagen (kleilaag NAP -1,4 m – NAP -3,0 m), C_2 is conservatief ingeschat op 1 dag.

Z_0 bedraagt NAP -0,4 m (boezempeil) - NAP -1,85 m (gemiddeld polderpeil) = 1,45 m

De K – waarde is ingeschat op basis van korrelgrootteverdelingen (Toetsing Hoge Broekpolder, Kansjesmolensloot, Hoogheemraadschap van Delfland, juni 2009). Uit deze verdelingen is een range voor de doorlatendheid afgeleid van 7 – 12 m/dag.

Uit de berekening volgt een kweldebiet van 320 - 430 m³/dag. De kwelstroming reikt tot circa 25 – 30 m in het park (driemaal de spreidingslengte).

Benadrukt wordt dat dit een ‘worst case’ benadering is:

- er is geen rekening gehouden met stroming naar het 1e watervoerende pakket
- er is geen rekening gehouden met de kleilagen in de tussenzandlaag
- de breedte van het boezemwater is veel groter aangenomen dan deze in werkelijkheid is
- lage weerstand deklaag in de polder