

# RAPPORT

## **Dijkversterking Grebbedijk**

Nadere Veiligheidsanalyse

Klant: Waterschap Vallei en Veluwe

Referentie: WATBE8333R002F007

Versie: 007/Finale versie

Datum: 24 januari 2018

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

Laan 1914 no.35  
3818 EX AMERSFOORT  
Netherlands  
Water  
Trade register number: 56515154

+31 88 348 20 00 T  
+31 33 463 36 52 F  
info@rhdhv.com E  
royalhaskoningdhv.com W

Titel document: Dijkversterking Grebbedijk

Ondertitel: Nadere Veiligheidsanalyse  
Referentie: WATBE8333R002F007  
Versie: 007/Finale versie  
Datum: 24 januari 2018  
Projectnaam: Dijkversterking Grebbedijk  
Projectnummer: BE8333  
Auteur(s): Sytske Stuij, Tom de Wit, Ric Huting

Opgesteld door: Peter van der Scheer

Gecontroleerd door: Ilse Hergarden

Datum/Initialen: 24/01/2018 IHE

Goedgekeurd door: Peter van der Scheer

Datum/Initialen: 24/01/2018 PvdS 

**Deze versie: update tabel 7-9 en bijlage VI**

Classificatie

Projectgerelateerd



### Disclaimer

No part of these specifications/printed matter may be reproduced and/or published by print, photocopy, microfilm or by any other means, without the prior written permission of HaskoningDHV Nederland B.V.; nor may they be used, without such permission, for any purposes other than that for which they were produced. HaskoningDHV Nederland B.V. accepts no responsibility or liability for these specifications/printed matter to any party other than the persons by whom it was commissioned and as concluded under that Appointment. The integrated QHSE management system of HaskoningDHV Nederland B.V. has been certified in accordance with ISO 9001:2015, ISO 14001:2015 and OHSAS 18001:2007.



## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Generieke beschrijving aanpak	2
<b>2</b>	<b>Hoekpuntanalyse: effect (beleids)keuzes</b>	<b>3</b>
2.1	Begrenzing debiet Nederrijn	3
2.2	Kritiek overslagdebiet	5
2.3	Grebbedijk extra veilig	5
<b>3</b>	<b>Normen en instrumentaria</b>	<b>7</b>
3.1	Norm van de Grebbedijk	7
3.1.1	Huidige norm	7
3.1.2	Grebbedijk deltadijk	7
3.2	Ontwerp Instrumentarium 2014 v3	7
3.3	Signaalkans en Maximaal Toelaatbare kans voor dit traject	8
3.4	Faalkansruimte	8
3.5	Referentie-/zichtjaren	9
<b>4</b>	<b>Algemene kenmerken gebied, terrein- en bodemgesteldheid</b>	<b>11</b>
4.1	Ligging waterkering	11
4.2	Dijkvakindeling	11
4.3	Terrein- en bodemopbouw	12
4.4	Damwanden	12
4.5	Autonome bodemdaling	13
<b>5</b>	<b>Bepalen hydraulische belastingen</b>	<b>17</b>
5.1	Algemene uitgangspunten	17
5.1.1	Herhalingstijden	17
5.1.2	Golfhoogte en golfperiode	18
5.1.3	Klimaatscenario's	18
5.1.4	Onzekerheidstoelagen	18
5.2	Uitgangspunten Hydra Zoet	18
5.3	Waterstanden Hydra Zoet	20
5.3.1	Berekende resultaten voor 2015, 2050 en 2100	20
5.3.2	Vertalen rekenresultaten naar zichtjaren 2035 en 2075	21
5.4	Hydraulisch belastingniveau Overloop/overslag	22
<b>6</b>	<b>Overloop en golfoverslag</b>	<b>25</b>
6.1	Dijkvak 1: GR 000-011	26



6.2	Dijkvak 2: GR 011-013	27
6.3	Dijkvak 3: GR 013-022	28
6.4	Dijkvak 4: GR022-033	29
6.5	Dijkvak 5: GR 033-043	30
6.6	Dijkvak 6: GR 043-054	31
6.7	Resumé	32
<b>7</b>	<b>Geotechnische faalmechanismen</b>	<b>33</b>
7.1	Uitgangspunten	33
7.1.1	Veiligheidsniveau en afgeleide veiligheidsfactoren	33
7.1.2	Maatgevende dwarsprofielen en bijbehorende ondergrond	34
7.1.3	Grondparameters	36
7.1.4	Freatische lijn en waterspanningsverloop	38
7.1.5	Verkeersbelasting	38
7.2	Piping en heave	38
7.3	Macrostabieliteit binnenwaarts	40
7.4	Macrostabieliteit buitenwaarts	42
7.5	Voorlandstabieliteit	43
7.6	Microstabieliteit	44
7.7	Resumé	44
<b>8</b>	<b>Beschadiging bekledingen en erosie dijklichaam</b>	<b>45</b>
8.1	Selectie bekledingen	45
8.2	Hydraulisch belastingniveau / golfcondities grasbekleding	46
8.3	Beoordeling grasbekleding	46
8.4	Resumé	48
<b>9</b>	<b>Kunstwerken</b>	<b>49</b>
9.1	GrebbeSluis	49
9.1.1	Overloop en overslag	49
9.1.2	Betrouwbaarheid sluiting	49
9.1.3	Piping	50
9.1.4	Sterkte en stabiliteit	50
9.1.5	Resumé	50
9.2	Witte Sluis	51
9.2.1	Overloop en overslag	51
9.2.2	Betrouwbaarheid sluiting	51
9.2.3	Piping	52
9.2.4	Sterkte en stabiliteit	52
9.2.5	Resumé	52
9.3	Kistdam hmp 52-53,4	53

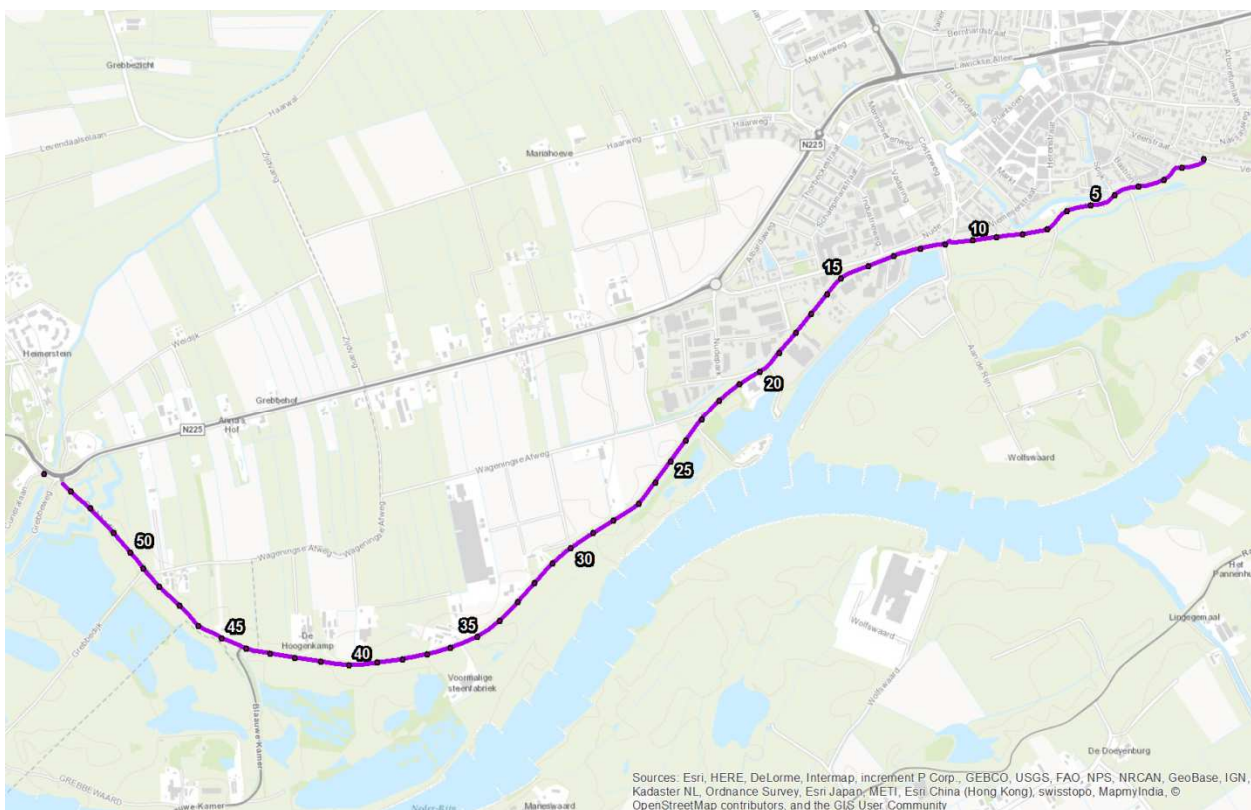
9.3.1	Resumé	54
<b>10</b>	<b>Niet waterkerende objecten</b>	<b>55</b>
10.1	Begroeiing	55
10.2	Bebouwing	56
10.3	Kabels en leidingen	56
<b>11</b>	<b>Hoekpuntenanalyse: Effecten van (beleids)keuzes</b>	<b>59</b>
11.1	Begrenzing debiet Nederrijn	59
11.1.1	Overloop en overslag	59
11.1.2	Macrostabieliteit binnenwaarts	60
11.2	Kritiek overslagdebiet	61
11.3	Grebbedijk extra veilig	62
11.3.1	Norm een factor 10 veiliger	62
11.3.2	Geotechnische faalmechanisme een factor 10 veiliger	63
11.3.3	Herverdeling faalkansruimte	64
11.4	Resumé	64
<b>12</b>	<b>Conclusies en aanbevelingen</b>	<b>67</b>
12.1	Conclusies	67
12.2	Effecten beleidskeuzen	69
12.3	Veranderingen in OI2014 v4 en effect op resultaten	70
12.4	Aanbevelingen	72
<b>13</b>	<b>Referenties</b>	<b>73</b>

## **Bijlagen**

- I. Profielen**
- II. Grondonderzoek**
- III. Strijklengtes Hydra-Zoet**
- IV. Toetsresultaten Piping/Heave en Microstabiliteit**
- V. Resultaten Macrostabiliteit**
- VI. Afleiding parameters piping analyse**
- VII. Afleiding ongedraineerde parameters**
- VIII. Memo's RWS en Deltares**
- IX. Beoordelingsresultaten**

## 1 Inleiding

Het Waterschap Vallei en Veluwe (WVV) heeft Royal HaskoningDHV de opdracht gegeven voor het uitvoeren van de Nadere Veiligheidsanalyse voor de Grebbedijk.



Figuur 1-1 Ligging Grebbedijk tussen Wageningen in het oosten en Rhenen in het westen

In het Deltaprogramma 2015 zijn nieuwe normen voor de primaire waterkeringen voorgesteld. Deze zijn inmiddels opgenomen in de Waterwet. Deze nieuwe normen zijn gebaseerd op een overstromingskans en hebben daarmee een andere veiligheidsfilosofie dan de tot 1 januari 2017 vigerende normen die zijn gebaseerd op een overschrijdingskans van de hydraulische belasting.

Voor de Grebbedijk is de zwaarste veiligheidsnorm vastgesteld: een overstromingskansnorm van 1/100.000 per jaar. Vanwege deze zware norm en de relatief grote faalkans die voor de Grebbedijk in het project Veiligheid van Nederland in Kaart is berekend, heeft de Grebbedijk een hoge prioriteit gekregen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

In de Nadere Veiligheidsanalyse wordt de versterkingsopgave inzichtelijk gemaakt voor de Grebbedijk om deze aan de nieuwe veiligheidsnorm te laten voldoen. In de vierde toetsronde valt de Grebbedijk onder het 'Algemene filter' in het WBI2017. Het formele afkeuren en de aanmelding van de Grebbedijk op het HWBP gebeurt via een separate rapportage conform de procedure in het Algemene filter.

De voorliggende Nadere Veiligheidsanalyse geeft inzicht in de actuele waterveiligheid van de Grebbedijk in relatie tot de nieuwe veiligheidsnorm en de benodigde versterkingsopgave. De veiligheidsanalyse maakt de veiligheidsopgave voor de verkenningsfase inzichtelijk. Deze veiligheidsopgave is sterk afhankelijk van (beleids)keuzes (zie hoofdstuk 2). De veiligheidsanalyse maakt de gevolgen van deze

keuzen inzichtelijk. In de veiligheidsanalyse wordt gebruik gemaakt van de laatste kennis en inzichten op het gebied van de verschillende faalmechanismen.

Voor de Nadere Veiligheidsanalyse is in overleg met KPR het Ontwerp Instrumentarium 2014 gebruikt. Versie v3 (OI2014 v3) [1] is beschikbaar voor de huidige HWBP projecten. Deze uitgangspuntennotitie gebruikt daarom het OI2014 v3<sup>1</sup> als basis.

## 1.1 Generieke beschrijving aanpak

De volgende stappen zijn doorlopen om te komen tot deze Nadere Veiligheidsanalyse:

- 1 Vaststellen Technische Uitgangspunten veiligheidsanalyse – Q3 2016
- 2 Opstellen strategie grondonderzoek en uitvoeren van grondonderzoek Fase 1 – Q4 2016
- 3 Uitvoeren berekeningen en rapporteren Nadere Veiligheidsanalyse – Q1 2017
- 4 Opnemen van aanbevelingen voor vervolgstappen (volgende fase) – Q1 2017.

Ad 1) Deze Nadere Veiligheidsanalyse is opgesteld op basis van de Uitgangspuntennotitie [2]. De uitgangspuntennotitie beschrijft hoe tot een goede veiligheidsanalyse wordt gekomen en welke aspecten wel en niet worden beschouwd. De uitgangspunten zijn besproken met het HWBP en het Kennisplatform Risicobenadering (KPR) op 7 september 2016.

Ad 2) Voor het project Dijkversterking Grebbedijk is een strategie [16] opgesteld voor het uitvoeren van het grondonderzoek. In deze strategie is gekozen om het grondonderzoek in meerdere fasen uit te voeren. Door deze fasering wordt van grof naar fijn gewerkt en komt er snel informatie beschikbaar om de Nadere Veiligheidsanalyse uit te voeren.

In Fase 1 wordt met name gekeken naar de verificatie van de dijk en grondopbouw van het onderzoek uit de '90-er jaren voorafgaand aan de laatste dijkversterking. Daarnaast is gefocust op het faalmechanisme piping dat uit het project VNK2 als maatgevend naar voren kwam. Het mechanisme macrostabiliteit is op voorhand als minder maatgevend bepaald, daarom is hier in eerste instantie minder onderzoek naar gedaan.

Ad 3) In de voorliggende rapportage vindt u de resultaten van de berekeningen van de Nadere Veiligheidsanalyse. Zoals gezegd vormt de Veiligheidsanalyse het vertrekpunt voor de Verkenningfase. De Nadere Veiligheidsanalyse moet inzicht geven in de versterkingsopgave. Deze versterkingsopgave is afhankelijk van verschillende (beleidsmatige) keuzes. In de voorliggende Veiligheidsanalyse wordt tevens de impact van de beleidskeuzes inzichtelijk gemaakt.

Ad 4) Op basis van de analyses worden aanbevelingen gedaan en wordt aangegeven welke vervolgstappen in de volgende fase uitgevoerd zouden moeten worden.

---

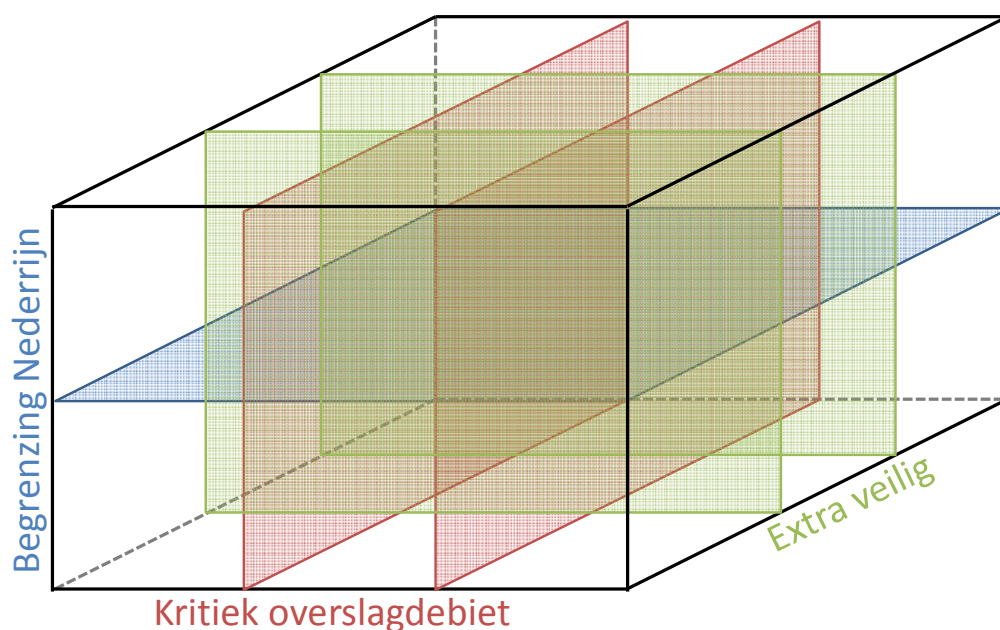
<sup>1</sup> Tijdens het schrijven van de Uitgangspuntennotitie [2] was de opvatting dat het OI2014 v4 in de loop van december 2016 beschikbaar zou komen. De uitgave van versie 4 is echter uitgesteld. Deze is inmiddels per 26 januari beschikbaar gekomen. In paragraaf 12.3 wordt ingegaan op de verschillen tussen v3 en v4.

## 2 Hoekpuntanalyse: effect (beleids)keuzes

De Nadere Veiligheidsanalyse geeft inzicht in de gevolgen van diverse (beleids)keuzes. Hiertoe zijn de gevolgen van de verschillende keuzes in beeld gebracht. Dit hoofdstuk geeft aan welke (beleids)keuzes zijn beschouwd en hoe deze inzichtelijk zijn gemaakt in de veiligheidsanalyse. Deze analyses geven de hoekpunten die voor de verkenningsfase van belang zijn.

Door de effecten van de (beleids)keuzes ook in combinatie te beschouwen ontstaat een hoekpuntenanalyse. Deze hoekpuntenanalyse geeft inzicht in de effecten van de (combinatie van) verschillende beleidskeuzes. In Figuur 2-1 is een illustratie gegeven van de hoekpuntenanalyse.

In de veiligheidsstudie zijn de verschillende hoekpunten ten aanzien van het faalmechanisme hoogte in kaart gebracht. In hoofdstuk 11 worden de resultaten van de hoekpuntanalyse geduid.



Figuur 2-1: Illustratie van de hoekpuntenanalyse voor de Grebbedijk

### 2.1 Begrenzing debiet Nederrijn

Voor de Nederrijn is het beleidsvoornemen gemaakt om de afvoer van de rivier te begrenzen zodat het debiet op de Nederrijn niet groter wordt dan 3380 m<sup>3</sup>/s. Dit is het debiet dat over de Nederrijn stroomt bij een afvoer van 16.000 m<sup>3</sup>/s bij Lobith. Het eventuele extra debiet dat bij Lobith binnenstroomt wordt afgevoerd via Waal en IJssel.

Deze beleidskeuze is zeer belangrijk voor de Grebbedijk aangezien de veiligheidsnorm zeer hoog is dan dus ook gekeken moet worden naar hoge afvoeren op de Rijntakken. Om het beleidsvoornemen te realiseren zijn er waarschijnlijk nieuwe kunstwerken nodig die de waterverdeling op de splitsingspunten kunnen sturen. Het is onduidelijk welke status dit beleidsvoornemen heeft.

De Nadere Veiligheidsanalyse geeft inzicht in de versterkingsopgave met en zonder het beleidsvoornemen om het debiet van de Nederrijn te begrenzen. In Bijlage VIII is een memo van RWS opgenomen waarin drie scenario's worden genoemd.



Het uitgangspunt voor deze Nadere Veiligheidsanalyse is dat het beleidsvoornemen wordt geëffectueerd. De waterstandstatistiek bij dit beleidsvoornemen vormt de basis voor de veiligheidsbeoordeling. Het beleidsvoornemen is reeds geïmplementeerd in het model Hydra Zoet. In Tabel 2-1 is dit scenario kort samengevat.

Tabel 2-1: Scenario Begrenzing debiet Nederrijn (beleidsvoornemen) dat als basis vormt voor Nadere veiligheidsanalyse

Scenario	Debiet Lobith [m <sup>3</sup> /s]	Debiet Nederrijn [m <sup>3</sup> /s]	Waterstandcorrectie Hydra Zoet [m]
1 – Begrenzing debiet Nederrijn. <i>Er komt maximaal 3.380 m<sup>3</sup>/s over de Nederrijn. Hiervoor zijn nieuwe regelwerken benodigd op de splitsingspunten</i>	≥ 16.000	3.380	0,0

Het toepassen van het scenario 1 'Begrenzing debiet Nederrijn' introduceert een aantal onzekerheden. Het is bijvoorbeeld nog niet zeker óf het beleidsvoornemen wordt gerealiseerd, wanneer het operationeel is en wat de betrouwbaarheid is van dergelijke regelwerken. Aangezien deze onzekerheden potentieel kunnen leiden tot hogere waterstanden bij de Grebbedijk zijn in de Nadere veiligheidsanalyse twee aanvullende scenario's gedefinieerd.

In scenario 2 'Maximale inzet huidige regelwerken' wordt rekening gehouden met de maximale inzet van de huidige regelwerken (inclusief Scherpekamp) waarbij ook gekeken wordt naar afvoeren bij Lobith groter dan 18.000 m<sup>3</sup>/s. De afvoer over de Nederrijn kan dan oplopen tot 3510 m<sup>3</sup>/s. Dit resulteert in een waterstandsverhoging van 0,15 m bij de Grebbedijk ten opzichte van scenario 1.

Scenario 3 'Nederrijn niet ontzien' beschouwt de situatie dat er niet wordt gestuurd op de afvoerverdeling van de Rijntakken. Het project IJsselpoort wordt niet uitgevoerd en er wordt geen beheer en onderhoud gepleegd ten behoeve van de morfologie. Ook in dit scenario wordt gekeken naar afvoeren bij Lobith groter dan 18.000 m<sup>3</sup>/s waardoor de afvoer op de Nederrijn kan oplopen tot 3.950 m<sup>3</sup>/s. Dit resulteert in een waterstandsverhoging van 0,50 m bij de Grebbedijk ten opzichte van scenario 1.

Tabel 2-2: Scenario's met afvoerverdelingen over de Rijntakken

Scenario	Debiet Lobith [m <sup>3</sup> /s]	Debiet Nederrijn [m <sup>3</sup> /s]	Waterstandcorrectie Hydra Zoet [m]
2 – Maximale inzet huidige regelwerken. <i>De huidige regelwerken worden maximaal ingezet om het water over IJssel en Waal af te voeren.</i>	≥ 18.000	3.510	+0,15
3 – Nederrijn niet ontzien. <i>Er wordt niet gestuurd op afvoerverdeling tussen de Rijntakken.</i>	≥ 18.000	3.950	+0,50

Scenario 3 is in deze veiligheidsanalyse niet verder beschouwd aangezien deze veel afwijkt van het huidige beleid en dus zeer onwaarschijnlijk is. Voor Scenario's 1 en 2 zijn de ontwerpwaterstanden en de veiligheidsopgave in beeld gebracht waarbij Scenario 1 de basis vormt en scenario 2 als gevoeligheidsanalyse is meegenomen. Op deze manier wordt inzichtelijk wat het verschil tussen de scenario's is en kunnen er in de Verkenningsfase bewuste keuzes gemaakt worden. Tevens biedt dit de mogelijkheid om nader af te stemmen met DG-RW en HWBP over het beleidsvoornemen.

## 2.2 Kritiek overslagdebiet

De versterkingsopgave ten aanzien van de kruinhoogte is sterk afhankelijk van het kritieke overslagdebiet dat voor de Grebbedijk wordt gehanteerd. Het kritieke overslagdebiet is van meerdere ontwerp- en beheerkeuzen afhankelijk. Deze keuzen worden in de Verkenningfase nader uitgewerkt. In de Veiligheidsanalyse zijn vier kritieke overslagdebieten beschouwd: 0,1, 1,0, 5,0 en 10,0 l/s/m. Deze kritieke overslagdebieten zijn alleen gerelateerd aan de kerende hoogte van de Grebbedijk waarbij wordt uitgegaan van de huidige taludhelling en ruwheid. Het toepassen van maatregelen die de ophoop van de golven beïnvloeden kunnen in de Verkenningfase worden beschouwd.

## 2.3 Grebbedijk extra veilig

In het Deltaprogramma is aangegeven dat voor de Grebbedijk de ambitie van een Deltadijk dient te worden onderzocht. De exacte invulling van het begrip 'Deltadijk' wordt in verkenningfase uitgewerkt. In de veiligheidsanalyse wordt inzicht gegeven in de effecten van verschillende invullingen van het begrip. Voor de beschouwing van de Deltadijk wordt geen rekening gehouden met het beleidsvoornemen betreffende het begrenzen van het debiet over de Nederrijn/Lek. De volgende invullingen zijn beschouwd:

1. Er wordt een norm beschouwd die een factor 10 veiliger is dan de voorgestelde norm. Hierbij wordt zowel naar hoogte als stabiliteit gekeken.
2. Voor de geotechnische faalmechanismen wordt een norm beschouwd die een factor 10 veiliger is dan de voorgestelde norm. Voor de hoogteopgave wordt de voorgestelde norm beschouwd.
3. Door de faalkansruimte tussen de faalmechanismen te herverdelen kan ook een invulling van het begrip Deltadijk worden verkregen. Door de faalkansruimte voor de geotechnische faalmechanismen zeer klein te maken en de faalkansruimte voor het faalmechanisme overslag en overloop zeer groot te maken ontstaat een zeer sterke en stabiele dijk die in principe alleen faalt door overloop of overslag.







Ten aanzien van de rekenregels wordt opgemerkt dat de rekenregels uit het OI2014 v3 zo goed als mogelijk aansluiten bij de ontwikkeling van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017. Het OI2014 v4 is eind januari 2017 beschikbaar gekomen. Hierdoor is het niet mogelijk om de Veiligheidsanalyse uit te voeren op basis van OI2014 v4. In paragraaf 12.3 worden de wijzigingen beschreven en in hoofdstuk 12 wordt ingegaan op het mogelijke effect van het OI2014 v4 op de resultaten van de Nadere Veiligheidsanalyse. Uitgangspunt blijft dat de veiligheidsanalyse een duidelijk beeld moet geven van de versterkingsopgave waar in de verkenningsfase mee van start kan worden gegaan.

### 3.3 Signaalkans en Maximaal Toelaatbare kans voor dit traject

De normen die in het Deltaprogramma zijn afgeleid zijn gedefinieerd als een 'Signaalkans'. Deze Signaalkans biedt de beheerders de tijd om de waterkering te versterken nadat de Signaalkans is overschreden, maar voordat de ondergrens wordt overschreden.

De huidige leidraden en technische rapporten zijn opgesteld op basis van een ondergrensfilosofie. De benodigde veiligheid voor de waterkering gedurende de planperiode wordt immers gerealiseerd door opslagen op de ontwerpwaterstand. In het OI2014 dient de Signaalkans dan ook vertaald te worden naar een ondergrens: de Maximaal Toelaatbare Kans. In het OI2014 v3 wordt gesteld dat de Maximaal Toelaatbare Kans 3 maal de Signaalkans is. Vervolgens wordt deze kans afgerond naar de veiligheidsklasse volgens het 1-3-10 systeem. In Tabel 3-2 zijn de normen weergegeven zoals die binnen dit project worden gehanteerd.

Tabel 3-1: De faalkansnormen conform het Deltaprogramma en het OI2014 v3 (kansen per jaar)

Kans	Traject 45-1 Grebbedijk
Signaalkans	1 / 100.000
Maximaal Toelaatbare kans	1 / 30.000

### 3.4 Faalkansruimte

De Maximaal Toelaatbare Kans, zoals in Tabel 3-1 is afgeleid, dient te worden uitgesplitst naar verschillende faalmechanismen. Dit resulteert in faalkanseisen per faalmechanisme. In het OI2014 v3 is de onderstaande faalkansruimteverdeling afgegeven.

Tabel 3-2: Standaard faalkansruimteverdeling conform [1]

Type waterkering	Faalmechanisme	Faalkansruimte
Dijk	Overloop en golfoverslag	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabieliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
Overig		0,30
<b>Totaal</b>		<b>1,00</b>

Het OI2014 v3 geeft ruimte om de standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de versterkingsopgave voor een project te optimaliseren. Op voorhand is geen mechanisme uit te sluiten voor de Grebbedijk. Voor de veiligheidsanalyse is daarom de standaard faalkansruimteverdeling aangehouden. Voor de Grebbedijk is tevens gekeken naar de mogelijkheid van een Deltadijk. Een invulling daarvan kan zijn om de faalkansruimte van de geotechnische faalmechanismen te verschuiven naar Overloop en golfoverslag (zie paragraaf 2.3).

### 3.5 Referentie-/zichtjaren

Binnen dit project zijn de volgende momenten in de toekomst aangehouden om de analyse uit te kunnen voeren:

- Het referentiejaar 2035 wordt aangehouden voor de Veiligheidsanalyse. Volgens de nieuwe veiligheidsfilosofie mag de faalkans van de waterkering nooit groter worden dan de maximaal toelaatbare kans. Het jaar 2035 is aangehouden om er voor te zorgen dat de resultaten van de consequentieanalyse zoveel mogelijk overeenkomen met de verwachte resultaten van de vierde toetsronde. De vierde toetsronde loopt van 2017 t/m 2023 waarbij 12 jaar vooruit wordt gekeken. Indien een waterkering wordt goedgekeurd in de vierde toetsronde moet deze minimaal tot 2035 voldoen aan de Maximaal Toelaatbare Kans.
- Bij het vaststellen van de ontwerpogave wordt rekening gehouden met de levensduur van de nieuwe waterkering. Voor dijken wordt een levensduur aangehouden van 50 jaar en voor constructies een levensduur van 100 jaar. Uitgaande van realisatie voor 2025 betekent dit de volgende zichtjaren:
  - Dijken: zichtjaar 2075
  - Constructies: zichtjaar 2125

In de vaststelling van de ontwerpogave wordt gewerkt met vaste zichtjaren en niet met een levensduur op basis van een Life-Cycle-Cost analyse. In de ontwerpfase dient er wél te worden gekeken naar een kostenoptimalisatie door een LCC-analyse uit te voeren. Op basis van de huidige inzichten zal een LCC-analyse de keuze van een voorkeursvariant niet bepalen.



## 4 Algemene kenmerken gebied, terrein- en bodemgesteldheid

### 4.1 Ligging waterkering

De Grebbedijk moet in geval van hoogwater op de Nederrijn functioneren als primaire waterkering. De Grebbedijk beschermt de Gelderse Vallei tegen overstromingen en bevindt zich tussen de hoge gronden van de Veluwe (Wageningen) en de Utrechtse Heuvelrug (Rhenen).

### 4.2 Dijkvakindeling

Op basis van de eerdere analyses en onderzoeken is het te beschouwen dijktraject ingedeeld in dijkvakken en trajecten (zie Tabel 4-1). Elke 25 m is een dwarsprofiel genomen uit AHN2. In Bijlage I zijn deze dwarsprofielen en de ligging opgenomen.

Tabel 4-1: Dijkvakindeling en kenmerken

Dijkvak (lengte)	Profiel (2017) <sup>2</sup>	Dp "oud" <sup>3</sup>	Lengte [m]	Bodemopbouw (indicatief, ter plaatse van dijk)	Kenmerk en eventuele eerdere ingreep
GR 000-011 (1100 m)	1-16	Dp 0-4	400	Deklaag klei van 1,2 à 1,7 m op zand	Bebouwing Wageningen aan binnenzijde, tussen Veerweg en Havenafweg. Breed voorland met geul. Bij dp 5-9 klei-ingraving (15 à 30 m) in voorland.
	17-32	Dp 4-8	400	Deklaag klei van ca 2 m op zand	
	33-43	Dp8-11	300	Deklaag klei van 1,5 à 2,8 m op zand	
GR 011-013 (200 m)	44-50	Dp 11-13	200	Deklaag klei van ca 3 m op zand	Damwand in buitentalud.
GR 013-022 (200 m)	51-90	Dp 13-22	900	Deklaag klei van 2 à 3 m op zand	Industrieterrein Wageningen, haven aan buitenzijde.
GR 022-033 (1100 m)	91-120	Dp 22-31	900	Deklaag klei van 2 à 3,5 m op zand	Landelijk, gering voorland. Damwand bij dp23.
	121-130	Dp 31-33	200	Deklaag klei van ca 2,5 m op zand	
GR 033-043 (1000 m)	131-163	Dp 33-41	800	Deklaag klei van ca 1,5 m op zand	Landelijk, breder voorland met waterpartijen. Bij dp37-38 klei-ingraving in voorland (11,5 m)
	164-173	Dp 41-43	200	Deklaag klei van ca 1,5 m op zand	
GR 043-054 (1070 m)	174-180	Dp 43-45	200	Deklaag klei van 1,5 à 2,5 m op zand	Aansluiting op Grebbeweg, breed voorland met waterpartijen (De Blauwe Kamer). Damwand bij dp49.1 en dp52-53,4. Bij dp48,9-49,5 klei-ingraving in voorland.
	181-207	Dp 45-52.5	750	Deklaag klei van 0,5 à 2,5 m op zand	
	208-215	Dp 52.5-53.7	120	Deklaag klei van ca 5 m op zand	

Figuur 4-1 toont de ligging van de dijkvakken.

<sup>2</sup> Profielen met nummering zoals in deze analyse (2017) afgeleid uit AHN2

<sup>3</sup> Dwarsprofielen met nummering zoals eerder gebruikt bij ontwerp en toetsingen



Figuur 4-1 Indeling dijkvakken op basis van toetsingen en eerdere studies

### 4.3 Terrein- en bodemopbouw

De Grebbedijk is na de hoogwaters in de jaren '90 van de vorige eeuw versterkt. De beschikbare grondonderzoeksdata zijn dan ook vooral afkomstig uit onderzoek dat voorafgaand aan die dijkversterking is uitgevoerd. Bij het versterken van de dijk zijn er ook strengen gegraven in het voorland en is het natuurgebied 'De Blauwe Kamer' gerealiseerd. Bij deze werkzaamheden is er klei gewonnen uit het voorland.

De ondergrond ter plaatse van het te beschouwen dijktraject bestaat uit een afdekkende kleilaag met een dikte van 0,5 m tot 3,5 m (gemiddelde dikte van de kleilaag is 1,5 m) op zand. Uit kruinsonderingen en kruinboringen blijkt dat het dijklichaam voornamelijk uit klei bestaat.

Voorafgaand aan de nadere veiligheidsanalyse is een grondonderzoek uitgevoerd. Dit grondonderzoek is gericht op het verifiëren van de opbouw van de dijk en de aanwezigheid van klei in het voorland. Ook is er laboratoriumonderzoek uitgevoerd voor de parameterbepaling voor het faalmechanisme Piping. Op basis van de resultaten van het geotechnisch onderzoek is de bodemopbouw op de te beschouwen locaties geschematiseerd en zijn de overige grondparameters bepaald.

De effecten van afritten of afwijkende profielen worden voor de veiligheidsanalyse buiten beschouwing gelaten. Deze kunnen in het ontwerp beschouwd worden voor een optimalisatie van de dijkversterking. Voor de geometrie van de kering wordt gebruik gemaakt van profielen bepaald uit AHN2.

### 4.4 Damwanden

Op verschillende locaties in het dijktraject zijn damwanden in het dijkprofiel geplaatst (gegevens op basis van de rapportage van de derde toetsronde):

- Ter plaatse van dp 11 tot dp 13 ligt buitendijks een havenarm. Op dit tracé is in het buitentalud een damwand aanwezig;
- Op trajecten waar de versterking (plan 1995) niet kon worden uitgevoerd als grondwerk zijn lokaal damwanden of een kistdam geplaatst ten behoeve van de stabiliteit van het binnentalud:
  - damwand dp 11 (dijkstoelhuis): erosiescherm met metselwerk met strekkende lengte van ca. 85 m;
  - damwand dp 23 (Rijnschans): erosiescherm met strekkende lengte van ca. 65 m;
  - damwand dp 49,1 (dijkmagazijn); erosiescherm met strekkende lengte van ca. 25 m;
  - kistdam dp 52 tot 53,4 (Blauwe Kamer).

In onderhavige analyse is de damwand in de haven meegenomen in de analyse. Ook de kistdam is nader beschouwd. De overige damwanden zijn vanwege de geringe lengte waarover deze oplossing is toegepast (lokale oplossing, maatwerk) en het gebrek aan detailinformatie omtrent afmetingen, type plank en exacte locatie, niet verder beschouwd. Geadviseerd wordt deze damwanden in de vervolgfase nader in beeld te brengen (kenmerken, exacte locatie) en de resultaten hiervan mee te nemen bij het ontwerp.

## 4.5 Autonome bodemdaling

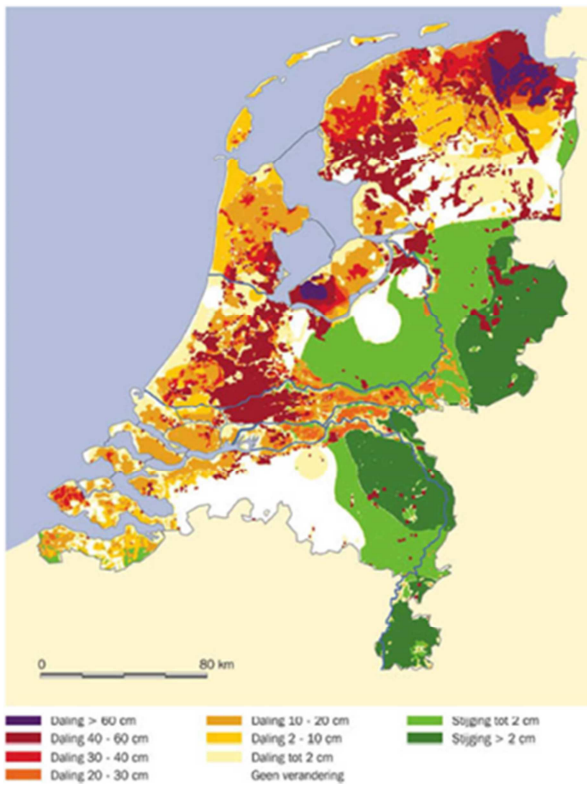
*In de veiligheidsanalyse is geen rekening gehouden met bodemdaling. De Grebbedijk ligt op de overgang tussen wel of geen bodemdaling. In de Vierde Nota waterhuishouding van 1997 is een kaartje (zie Figuur 4-2) opgenomen waarbij voor de Grebbedijk is af te lezen dat de bodemdaling tot 2050 in het westen tussen de 30 en 60 cm ligt terwijl er in het oosten bij Wageningen een kleine bodemstijging werd verwacht van 2 cm. In een recenter rapport van Deltares, Bodemdalingskaarten uit 2013 is een nieuwe kaart (zie*

Figuur 4-3) uitgebracht waaruit blijkt dat de bodemdaling circa 1 tot 10 cm is tot 2050 (zie Figuur 4-4).

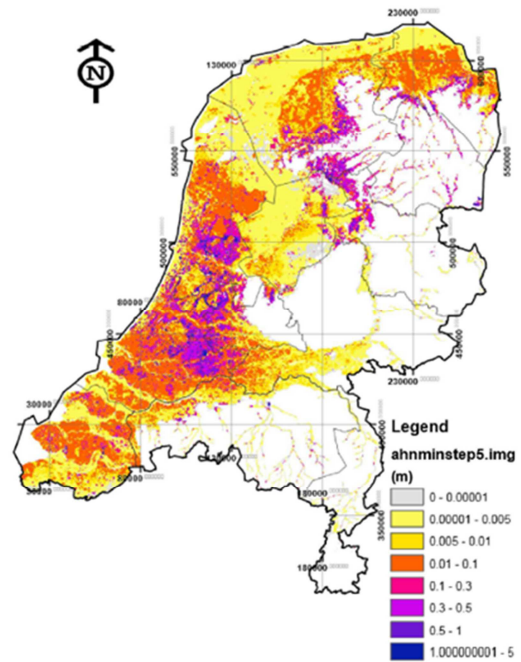
Vanwege de verschillen tussen de bronnen en de relatief kleine verwachte bodemdaling is in de Veiligheidsanalyse hier geen rekening mee gehouden. Dit komt ook omdat het aflezen voor de bodemdaling uit de kaarten zeer onnauwkeurig is.

Het is aan te bevelen om in de Verkenningsfase nader onderzoek te doen naar de verwachte bodemdaling bij de Grebbedijk. Dit kan bijvoorbeeld door de hoogtemetingen van de dijk nader te analyseren.

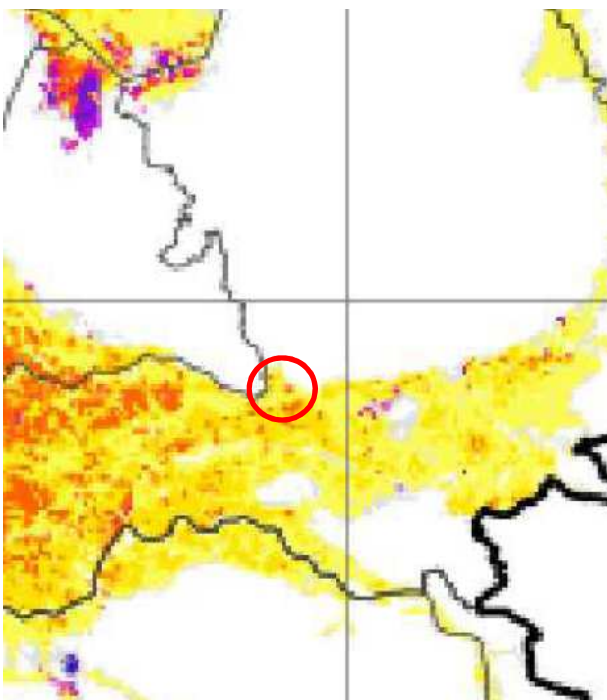




Figuur 4-2 verwachte bodemdaling in 2050 RIZA 1997

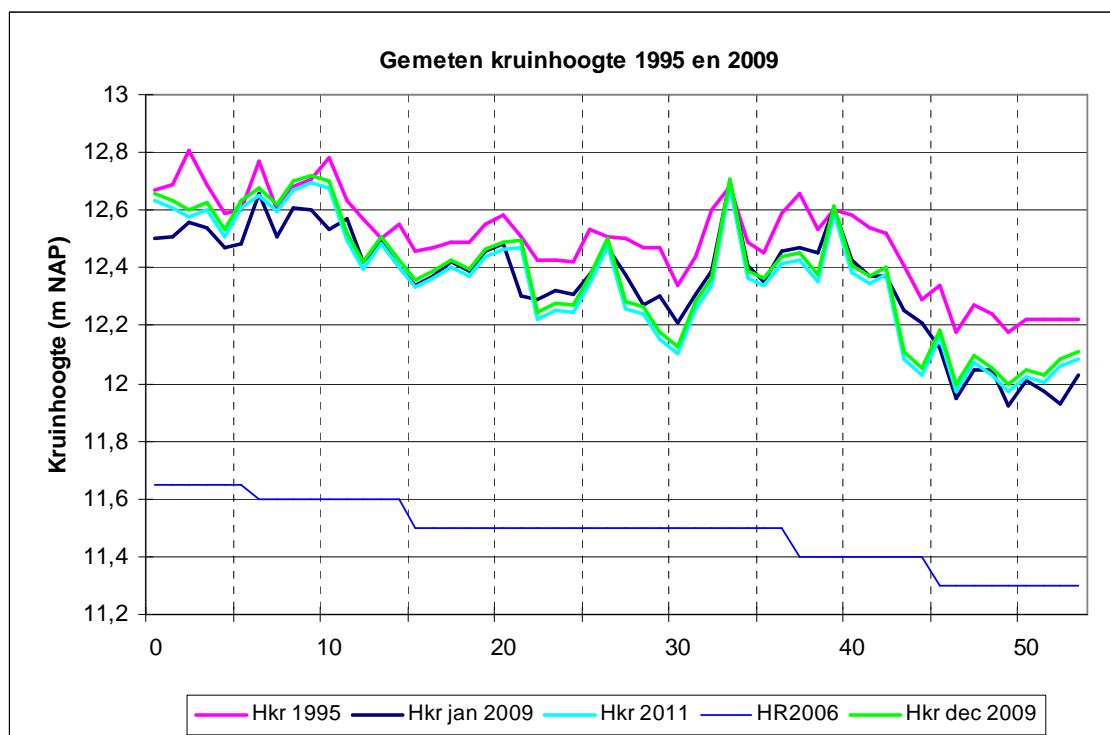


Figuur 4-3 Maaiveldddaling na50 jaar handhaving van huidige drooglegging bij huidig klimaat



Figuur 4-4 Maaiveldddaling na50 jaar: inzoomen Grebbedijk (rode cirkel)

Aanvullend op de algemene bronnen over bodemdaling zijn er ook diverse inmetingen geweest van de kruinhoogte sinds de dijkversterking in 1995. In de derde toetsronde [20] zijn deze metingen tegen elkaar uitgezet.



Figuur 4-5 Vergelijk gemeten kruinhoogtes sinds 1995 [20]

Uit het bovenstaande figuur blijkt dat de kruin over het hele traject met circa 10 cm is gedaald. Alleen op het traject DP 43-54 lijkt de daling ca 20 cm te zijn. Uit de beschikbare meetreeksen kan niet een duidelijke conclusie worden getrokken over de oorzaak van de kruindaling: bodemdaling of zettingen. Dit komt omdat de meetperioden van 2009 en 2011 te dicht bij elkaar liggen om een trend waar te nemen.

Het is aannemelijk dat de kruin na 20 jaar niet of nauwelijks zettingen heeft. Indien er een nieuwe meetreeks wordt uitgevoerd kan dit duidelijkheid verschaffen over eventuele bodemdaling.



## 5 Bepalen hydraulische belastingen

### 5.1 Algemene uitgangspunten

#### 5.1.1 Herhalingstijden

Door Rijkswaterstaat zijn databases voor Hydra Zoet beschikbaar gesteld voor 2015, 2050 en 2100. Het afleiden van de hydraulische randvoorwaarden gebeurt voor elk van deze databases. Voor het zichtjaar tussen en na de bovengenoemde zichtjaren wordt lineair geïnterpoleerd/geëxtrapoleerd. Voor het bepalen van de waterstanden wordt gebruik gemaakt van de 'Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden Grebbedijk en Rijnkade Arnhem' [3], conform OI2014v3.

De Maximaal Toelaatbare Kans wordt gebruikt om de hydraulische belastingen te bepalen die het uitgangspunt zijn voor de veiligheidsanalyse. In het OI2014 v3 wordt hiervoor onderscheid gemaakt in het faalmechanisme Overloop/overslag en de overige faalmechanismen.

Voor Overloop/overslag wordt de volgende formule gegeven:

$$P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{N}$$

Waarin:

- $P_{eis,i}$  de overschrijdingskans van de hydraulische belasting waarbij een kritiek overslagdebiet optreedt en de waterkering faalt. Het kritieke overslagdebiet is hierbij afhankelijk van de kwaliteit van de grasmat op het binnentalud.
- $P_{norm}$  de Maximaal Toelaatbare Kans voor de waterkering
- $\omega$  de faalkansruimte voor overslag (standaard 0,24)
- $N$  maat voor het lengte-effect. Voor het dijktraject 45-1 is een N-waarde van 1 afgegeven.

Voor de overige faalmechanismen wordt in het OI2014 v3 aangegeven dat de overschrijdingsfrequentie van de hydraulische belasting voor het ontwerp getalsmatig gelijk is aan de Maximaal Toelaatbare Kans van de waterkering. Deze waterstand wordt gebruikt voor de veiligheidsanalyse. Voor de geotechnische faalmechanismen betekent dit dat een maatgevende hoogwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/30.000 per jaar wordt gehanteerd. Voor de grasbekleding op het buitentalud worden golfcondities bepaald met een overschrijdingsfrequentie van 1/30.000 per jaar (Q-variant).

In Tabel 5-1 is de afleiding van de Maximaal Toelaatbare Kans naar de overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingniveaus voor de verschillende faalmechanismen uitgewerkt voor dit project.

Tabel 5-1: Overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen conform het OI2014 v3

Kans	Traject 45-1 Grebbedijk
Signaalkans	1 / 100.000
Maximaal Toelaatbare kans	1 / 30.000
<b>Hydraulische Belasting tbv kruinhoogte<sup>1)</sup></b>	<b>1 / 125.000</b>
<b>Waterstand overige faalmechanismen<sup>1)</sup></b>	<b>1 / 30.000</b>

<sup>1)</sup> De kansen betreffende de hydraulische belasting van de kruinhoogte en de waterstand van de overige mechanismen zijn overschrijdingsfrequenties.

### 5.1.2 Golfhoogte en golfperiode

De golfcondities worden bepaald met het model Hydra-Zoet. Bij het afleiden van de golfcondities wordt rekening gehouden met het voorland. In Hydra Zoet zijn de karakteristieke bodemhoogte en de strijklengte waar nodig aangepast op basis van AHN2. Dit geldt met name voor het havengebied bij Wageningen. In Bijlage III zijn de nieuwe waarden opgenomen.

### 5.1.3 Klimaatscenario's

Bij het ontwerpen van nieuwe waterkeringen wordt rekening gehouden met effecten van klimaatverandering zoals een verhoging van de zeespiegel of een hogere afvoer op de rivier. Door het KNMI zijn verschillende klimaatscenario's uitgewerkt. In dit project wordt, conform het OI2014 v3, in de veiligheidsanalyse het klimaatscenario W+ toegepast. De verwachte effecten van de klimaatverandering is reeds verwerkt in de Hydra Zoet databases voor de zichtjaren 2050 en 2100.

### 5.1.4 Onzekerheidstoelagen

In de nieuwe systematiek komt de robuustheidsfactor te vervallen. Deze wordt vervangen door onzekerheidstoelagen. In onderstaande tabel is dit aangegeven.

Tabel 5-2: Onzekerheidstoelagen voor de Nederrijn conform [3]

Watersysteem	Parameter	Onzekerheidstoelagen OI2014 v3
Rivier Nederrijn	Waterstand	+0,30 m, conform situatie Bovenrivieren
	Golfhoogte ( $H_{m,0}$ )	-
	Golfperiode ( $T_{m-1,0}$ )	-

## 5.2 Uitgangspunten Hydra Zoet

De Hydraulische belastingen zijn bepaald conform de Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerp Randvoorwaarden voor Grebbedijk en Rijnkade Arnhem [3]. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

#### Model

- Gebruikte model is Hydra-Zoet, versie 1.6.3
- Database fysica:
  - DPa\_Riv\_Rijn\_oever\_2015\_ref\_S10\_DM1p1p12\_v01  
Deze database wordt gebruikt in Hydra-Zoet voor het bepalen van de hydraulische belasting voor alle zichtjaren.
- De afvoerstatistiek is gebruikt conform GRADE: hiertoe zijn de \*.txt bestanden in de installatie map van Hydra-Zoet vervangen.

- De afvoer bij Lobith wordt voor alle berekeningen afgetopt op 18.000 m<sup>3</sup>/s.
- Voor het bepalen van de striklengtes is gebruik gemaakt van de beschikbare AHN2 bodemdata en worden begrensd waar de bodem hoger is dan NAP +11.0 m. De grens van NAP +11,0 m is gebaseerd op de maatgevende waterstanden in dit gebied en is geldt als een pragmatische keuze. Per dijkvak/berekend profiel zijn de striklengtes bepaald en handmatig aangepast in Hydra-Zoet, voordat de berekeningen zijn uitgevoerd.

### Werkwijze

- In de veiligheidsanalyse wordt onderzocht wat de effecten zijn van de beleidskeuzes over de afvoerverdeling op de Rijntakken. In de beschikbaar gestelde databases is het beleidsvoornemen om het debiet op de Nederrijn te begrenzen (Scenario 1) reeds meegenomen. Er zijn geen databases beschikbaar zonder het beleidsvoornemen begrenzing debiet Nederrijn (Scenario 2). Voor Scenario 2 Max. inzet huidige regelwerken wordt een waterstandscorrectie van +0,15 m aangehouden voor alle zichtjaren. Deze correctie is gebaseerd op de concept memo van RWS-WVL. Deze memo is opgenomen in Bijlage VIII.
- Er wordt met 4 verschillende overslagdebieten gerekend, namelijk 0,1; 1,0; 5,0 en 10,0 l/s/m, om inzicht te krijgen in het effect hiervan.
- In het grondonderzoek is nader onderzoek gedaan naar de actuele sterkte van de grasmat en de kleibekleding. Op basis van deze informatie is een kritiek overslagdebiet bepaald.
- De Grebbedijk is opgedeeld in 6 dijkvakken die als representatief voor de Grebbedijk gelden aangezien de dijk homogeen is qua geometrie.
- De waterstanden voor de zichtjaren 2015, 2050 en 2100 en worden hiermee bepaald voor een overschrijdingskans van 1/30.000, 1/100.000 en 1/125.000 per jaar.
- Voor de zichtjaren 2035 en 2075 wordt lineair geïnterpoleerd tussen de berekende resultaten voor de jaren 2015, 2050 en 2100.
- Voor de overslagdebietberekeningen is gebruik gemaakt van de dwarsprofielen o.b.v. AHN2. Het buitentalud is hier uit overgenomen. Voor de Grebbedijk varieert het buitentalud tussen de 1:2,6 en 1:3:0. Deze helling zijn representatief voor het hele dijkvak. In Bijlage I is dit geïllustreerd.

### Dijkvakindeling

Tabel 5-3 toont een overzicht van de beschouwde dijkvakken met bijhorende dijkpaalnummers en berekende profielen. In Bijlage I is een kaart opgenomen met de locaties van de profielen en dijkvakindeling evenals een overzicht van alle dwarsprofielen per dijkvak.

Tabel 5-3: Overzicht dijkvakken met bijhorende Hydra-Zoet locaties en berekende profielen

Dijkvak	Dijkvaknaam	Lengte	Hydra-Zoet locatie	Profiel ID	Representatief profiel	Dijknormaal t.o.v. noord
1	GR000-011	1100	km 901-902 [loc1]	0-43	22	170
2	GR011-013	200	km 902-903 [loc6]	44-50	48	170
3	GR013-022	900	km 902-903 [loc6]	51-90	64	130
4	GR022-033	1100	km 903-904 [loc7]	91-130	100	120
5	GR033-043	1000	km 904-905 [loc6]	131-173	154	170
6	GR043-054	1100	km 906-907 [loc2]	174-215	192	45

## 5.3 Waterstanden Hydra Zoet

### 5.3.1 Berekende resultaten voor 2015, 2050 en 2100

In deze paragraaf zijn de resultaten gepresenteerd die volgen uit de berekeningen met Hydra Zoet voor de beschikbare databases voor 2015, 2050 en 2100.

Tabel 5-4: Waterstanden voor zichtjaar 2015 met overschrijdingskansen van 1/10.000, 1/30.000 en 1/100.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Waterstand [m NAP] per scenario voor drie herhalingstijden [jaar]					
	Begrenzing debiet Nederrijn			Max. inzet huidige regelwerken		
	10.000	30.000	100.000	10.000	30.000	100.000
GR000-011	11,90	11,91	11,92	12,05	12,06	12,07
GR011-013	11,77	11,78	11,79	11,92	11,93	11,94
GR013-022	11,77	11,78	11,79	11,92	11,93	11,94
GR022-033	11,76	11,77	11,78	11,91	11,92	11,93
GR033-043	11,65	11,66	11,67	11,80	11,81	11,82
GR043-054	11,50	11,51	11,52	11,65	11,66	11,67

Tabel 5-5: Waterstanden voor zichtjaar 2050 met overschrijdingskansen van 1/10.000, 1/30.000 en 1/100.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Waterstand [m NAP] per scenario voor drie herhalingstijden [jaar]					
	Begrenzing debiet Nederrijn			Max. inzet huidige regelwerken		
	10.000	30.000	100.000	10.000	30.000	100.000
GR000-011	11,91	11,92	11,92	12,06	12,07	12,07
GR011-013	11,79	11,79	11,79	11,94	11,94	11,94
GR013-022	11,79	11,79	11,79	11,94	11,94	11,94
GR022-033	11,77	11,78	11,78	11,92	11,93	11,93
GR033-043	11,67	11,67	11,68	11,82	11,82	11,83
GR043-054	11,51	11,52	11,52	11,66	11,67	11,67

Tabel 5-6: Waterstanden voor zichtjaar 2100 met overschrijdingskansen van 1/10.000, 1/30.000 en 1/100.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Waterstand [m NAP] per scenario voor drie herhalingstijden [jaar]					
	Begrenzing debiet Nederrijn			Max. inzet huidige regelwerken		
	10.000	30.000	100.000	10.000	30.000	100.000
GR000-011	11,92	11,92	11,93	12,07	12,07	12,08
GR011-013	11,79	11,79	11,80	11,94	11,94	11,95
GR013-022	11,79	11,79	11,80	11,94	11,94	11,95
GR022-033	11,78	11,78	11,79	11,93	11,93	11,94
GR033-043	11,67	11,67	11,68	11,82	11,82	11,83
GR043-054	11,52	11,52	11,53	11,67	11,67	11,68

### 5.3.2 Vertalen rekenresultaten naar zichtjaren 2035 en 2075

In deze paragraaf worden de berekende resultaten voor de zichtjaren 2015, 2050 en 2100 vertaald naar de zichtjaren 2035 en 2075. Deze zichtjaren zijn van belang voor het bepalen van de veiligheidsopgave. De vertaling naar deze zichtjaren wordt gedaan met behulp van lineaire interpolatie. Lineaire interpolatie is mogelijk aangezien er geen grote ingrepen in het systeem zijn gepland die mogelijk kunnen zorgen voor knikpunten. Tevens blijkt uit Tabel 5-4, Tabel 5-5 en Tabel 5-6 dat er nagenoeg geen verandering optreedt in de ontwerpwaterstand voor het scenario Begrenzing debiet Nederrijn. De verandering is klein voor zowel de zichtjaren (2015 t/m 2100) als de herhalingstijd (10.000 t/m 100.000 jaar).

Tabel 5-7: Waterstanden voor zichtjaar 2035 met overschrijdingskansen van 1/10.000, 1/30.000 en 1/100.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Waterstand [m NAP] per scenario voor drie herhalingstijden [jaar]					
	Begrenzing debiet Nederrijn			Max. inzet huidige regelwerken		
	10.000	30.000	100.000	10.000	30.000	100.000
GR000-011	11,91	11,92	11,92	12,06	12,07	12,07
GR011-013	11,78	11,79	11,79	11,93	11,94	11,94
GR013-022	11,78	11,79	11,79	11,93	11,94	11,94
GR022-033	11,77	11,78	11,78	11,92	11,93	11,93
GR033-043	11,66	11,67	11,68	11,81	11,82	11,83
GR043-054	11,51	11,52	11,52	11,66	11,67	11,67



Tabel 5-8: Waterstanden voor zichtjaar 2075 met overschrijdingskansen van 1/10.000, 1/30.000 en 1/100.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Waterstand [m NAP] per scenario voor drie herhalingsstijden [jaar]					
	Begrenzing debiet Nederrijn			Max. inzet huidige regelwerken		
	10.000	30.000	100.000	10.000	30.000	100.000
GR000-011	11,92	11,92	11,93	12,07	12,07	12,08
GR011-013	11,79	11,79	11,80	11,94	11,94	11,95
GR013-022	11,79	11,79	11,80	11,94	11,94	11,95
GR022-033	11,78	11,78	11,79	11,93	11,93	11,94
GR033-043	11,67	11,67	11,68	11,82	11,82	11,83
GR043-054	11,52	11,52	11,53	11,67	11,67	11,68

## 5.4 Hydraulisch belastingniveau Overloop/overslag

Voor de beoordeling of de dijk voldoende bestand is tegen overloop/overslag zijn de hydraulische belastingniveaus bepaald voor vier verschillende overslagdebieten: 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m. Deze zijn met Hydra Zoet berekend voor de basisjaren 2015, 2050 en 2100. Hierbij is de frequentie 1/125.000 per jaar aangehouden. Vervolgens zijn deze berekende waarden gebruikt om het hydraulisch belastingniveau te bepalen voor de zichtjaren 2035 en 2070 door middel van interpolatie. Er is geen extrapolatie gemaakt naar 2125 aangezien voor de hoogte van dijklichamen niet 100 jaar vooruit wordt gekeken.

De gepresenteerde belasting niveaus zijn de resultaten van de berekeningen inclusief de onzekerheidstoets van 30 cm. De resultaten zijn gepresenteerd voor de scenario's 'Begrenzing debiet Nederrijn' en 'Maximale inzet huidige regelwerken'. Zichtjaar 2015 is gepresenteerd in Tabel 5-9. Voor zichtjaar 2050 en 2100 zie Tabel 5-10 en Tabel 5-11. De geïnterpoleerde belastingniveaus voor zichtjaar 2035 en 2075 zijn in Tabel 5-12 en Tabel 5-13 gepresenteerd.

Tabel 5-9: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar 2015 met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/125.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Profiel	Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Begrenzing debiet Nederrijn Bij overslagdebiet [l/s/m]				Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Max. inzet huidige regelwerken Bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	22	13,85	13,22	12,80	12,62	14,00	13,37	12,95	12,77
GR011-013	48	13,29	12,77	12,43	12,29	13,44	12,92	12,58	12,44
GR013-022	64	11,79	11,79	11,79	11,79	11,94	11,94	11,94	11,94
GR022-033	100	12,97	12,54	12,27	12,16	13,12	12,69	12,42	12,31
GR033-043	154	13,27	12,73	12,37	12,22	13,42	12,88	12,52	12,37
GR043-054	192	13,23	12,66	12,28	12,12	13,38	12,81	12,43	12,27

Tabel 5-10: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar 2050 met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/125.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Profiel	Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Begrenzing debiet Nederrijn Bij overslagdebiet [l/s/m]				Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Max. inzet huidige regelwerken Bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	22	14,04	13,39	12,95	12,76	14,19	13,54	13,10	12,91
GR011-013	48	13,49	12,94	12,57	12,42	13,64	13,09	12,72	12,57
GR013-022	64	11,79	11,79	11,79	11,79	11,94	11,94	11,94	11,94
GR022-033	100	13,14	12,69	12,38	12,26	13,29	12,84	12,53	12,41
GR033-043	154	13,46	12,89	12,51	12,35	13,61	13,04	12,66	12,50
GR043-054	192	13,42	12,82	12,42	12,25	13,57	12,97	12,57	12,40

Tabel 5-11: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar 2100 met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/125.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Profiel	Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Begrenzing debiet Nederrijn Bij overslagdebiet [l/s/m]				Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Max. inzet huidige regelwerken Bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	22	14,22	13,55	13,10	12,91	14,37	13,70	13,25	13,06
GR011-013	48	13,68	13,10	12,71	12,55	13,83	13,25	12,86	12,70
GR013-022	64	11,79	11,79	11,79	11,79	11,94	11,94	11,94	11,94
GR022-033	100	13,31	12,83	12,51	12,37	13,46	12,98	12,66	12,52
GR033-043	154	13,63	13,04	12,64	12,48	13,78	13,19	12,79	12,63
GR043-054	192	13,62	12,99	12,56	12,38	13,77	13,14	12,71	12,53

Tabel 5-12: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar 2035 met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/125.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Profiel	Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Begrenzing debiet Nederrijn Bij overslagdebiet [l/s/m]				Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Max. inzet huidige regelwerken Bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	22	13,94	13,30	12,87	12,69	14,09	13,45	13,02	12,84
GR011-013	48	13,40	12,87	12,51	12,36	13,55	13,02	12,66	12,51
GR013-022	64	11,79	11,79	11,79	11,79	11,94	11,94	11,94	11,94
GR022-033	100	13,06	12,62	12,33	12,22	13,21	12,77	12,48	12,37
GR033-043	154	13,38	12,82	12,45	12,29	13,53	12,97	12,60	12,44
GR043-054	192	13,34	12,75	12,36	12,20	13,49	12,90	12,51	12,35

Tabel 5-13: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar 2075 met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/125.000 per jaar voor scenario's Begrenzing debiet Nederrijn en Max. inzet huidige regelwerken.

Dijkvak	Profiel	Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Begrenzing debiet Nederrijn Bij overslagdebiet [l/s/m]				Hydraulisch belastingniveau [m NAP] Max. inzet huidige regelwerken Bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	22	14,13	13,47	13,03	12,83	14,28	13,62	13,18	12,98
GR011-013	48	13,58	13,02	12,64	12,48	13,73	13,17	12,79	12,63
GR013-022	64	11,79	11,79	11,79	11,79	11,94	11,94	11,94	11,94
GR022-033	100	13,22	12,76	12,45	12,32	13,37	12,91	12,60	12,47
GR033-043	154	13,55	12,96	12,58	12,41	13,70	13,11	12,73	12,56
GR043-054	192	13,52	12,90	12,49	12,31	13,67	13,05	12,64	12,46

## 6 Overloop en golfoverslag

De kerende hoogte wordt beoordeeld aan de hand van het faalmechanisme overloop en overslag. Daarbij worden verschillende herhalingstijden meegenomen in de berekening. In dit hoofdstuk zijn deze berekeningen samen met de maximale kruinhoogtes per profiel gevisualiseerd. De volgende figuren geven de maximale dijkhoogtes<sup>4</sup> van de profielen per dijkvak weer. In de analyse is niet gekeken naar de minimaal aanwezige breedte. Er is geen rekening gehouden met bodemdaling en of zettingen (zie paragraaf 4.5).

Naast de profielhoogtes zijn ook de hydraulische belastingniveaus in de figuren weergegeven. Deze zijn gepresenteerd voor het zichtjaar 2035 met een overschrijdingsfrequentie van 1/125.000 per jaar. De hydraulische belastingniveaus horen bij de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m. Alle vier de overslagdebieten zijn gepresenteerd.

De kwaliteit van de grasbekleding is sinds 2010 meerjarig gemonitord. In de eindevaluatie van 2015 [14] is geconcludeerd dat de grasbekleding op dat moment niet overal voldoet aan het streefbeeld (Hooiland type 2). In het onderzoek wordt aangegeven dat binnen 2 jaar het streefbeeld kan worden bereikt met aangepast beheer. Het waterschap heeft sindsdien het beheer aangepast. Hooiland van het type H2 geeft een graszode van een matige kwaliteit.

Uit het recente grondonderzoek blijkt dat de klei op het binnentalud op veel locaties wordt geclassificeerd als C3 - Weinig erosiebestendig. Op sommige locaties is dit ook C1 – Erosiebestendig, maar dit is minder vaak het geval.

Op basis van het bovenstaand wordt aangehouden dat het kritieke overslagdebiet 1,0 l/m/s is van de actuele grasbekleding.

Iedere 25 m is een dwarsprofiel van de dijk bepaald op basis van AHN2. Iedere 25 m kan dus bepaald worden of de kruinhoogte hoger of lager is dan een bepaald overslagdebiet. In Tabel 6-1 staat de lengte per dijkvak aangegeven dat lager ligt dan de vier beschouwde hydraulisch belastingniveaus. In het overzicht zijn zowel de resultaten voor 2035 als 2075 weergegeven voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

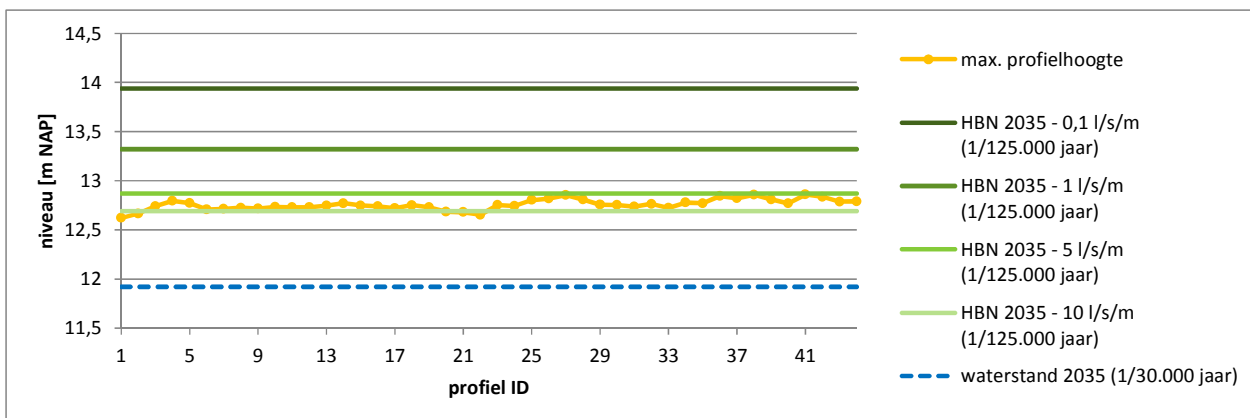
Tabel 6-1: Resultaat van de analyse op Overloop en overslag voor de zichtjaren 2035 en 2075 voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Dijkvak	Lengte	Zichtjaar 2035 Dijklengte lager dan HBN [m] bij overslagdebiet [l/s/m]				Zichtjaar 2075 Dijklengte lager dan HBN [m] bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	1100	1100	1100	1100	125	1100	1100	1100	975
GR011-013	200	200	200	0	0	200	200	150	0
GR013-022	900	0	0	0	0	0	0	0	0
GR022-033	1100	1100	1000	0	0	1100	1100	100	0
GR033-043	1000	1000	1000	25	0	1000	1000	375	0
GR043-054	1100	1100	1100	925	225	1100	1100	1100	900
<b>Totaal</b>	<b>5400</b>	<b>4500</b>	<b>4400</b>	<b>2050</b>	<b>350</b>	<b>4500</b>	<b>4500</b>	<b>2825</b>	<b>1875</b>

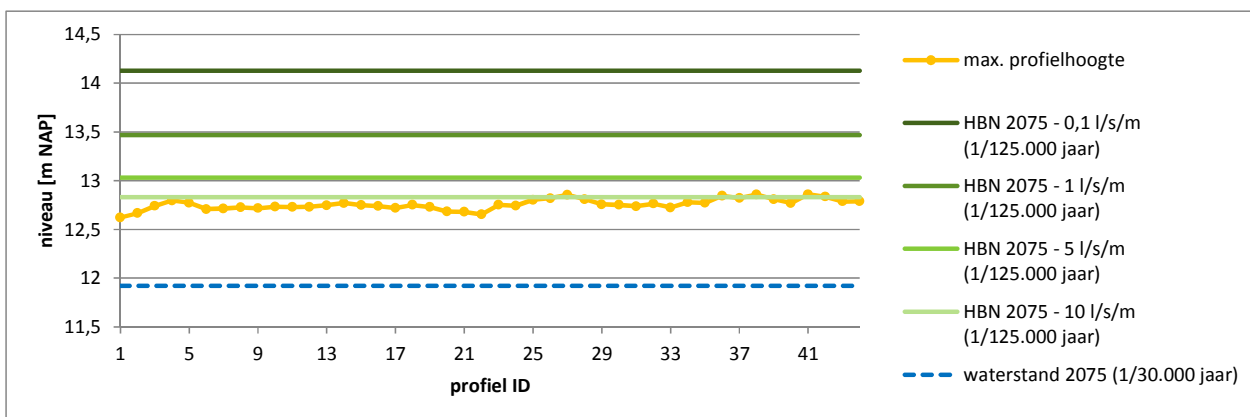
<sup>4</sup> De maximale profielhoogtes zijn ter plaatse van de kruin; dit hoeft niet persé de buitenkruinlijn te zijn.

## 6.1 Dijkvak 1: GR 000-011

De maximale profielhoogtes en de hydraulische belastingniveaus bij een overschrijdingskans van 1/125.000 per jaar voor 2035 en 2075 zijn weergegeven in respectievelijk Figuur 6-1 en Figuur 6-2. Hierbij zijn de afzonderlijke belastingniveaus voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-1: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 1 voor het zichtjaar 2035 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



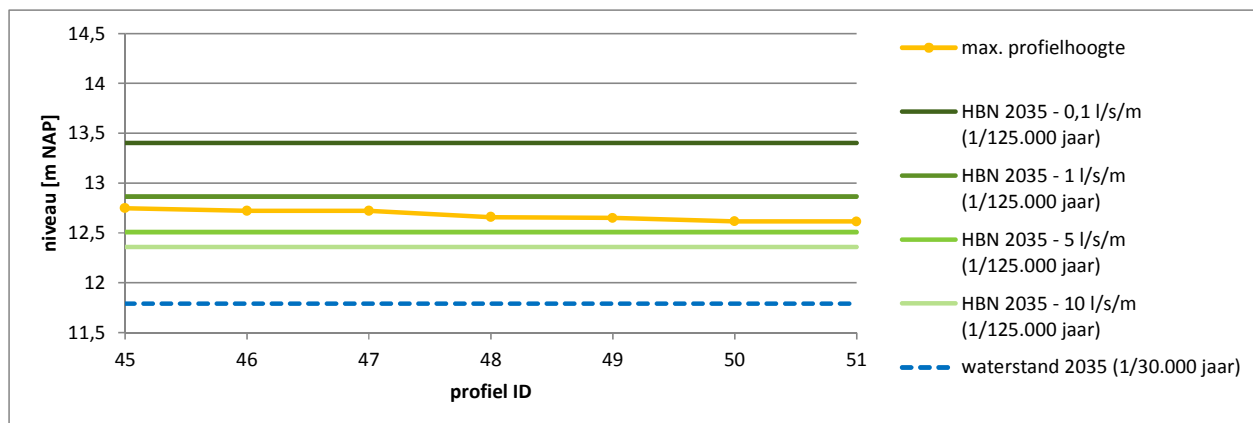
Figuur 6-2: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 1 voor het zichtjaar 2075 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Voor het scenario Begrenzing debiet Nederrijn' blijkt dat het overslagdebiet van dijkvak 1 over het algemeen tussen 5 en 10 l/m/s ligt in 2035 (Figuur 6-1). In 2075 is het overslagdebiet op veel locaties groter dan 10 l/m/s (Figuur 6-2).

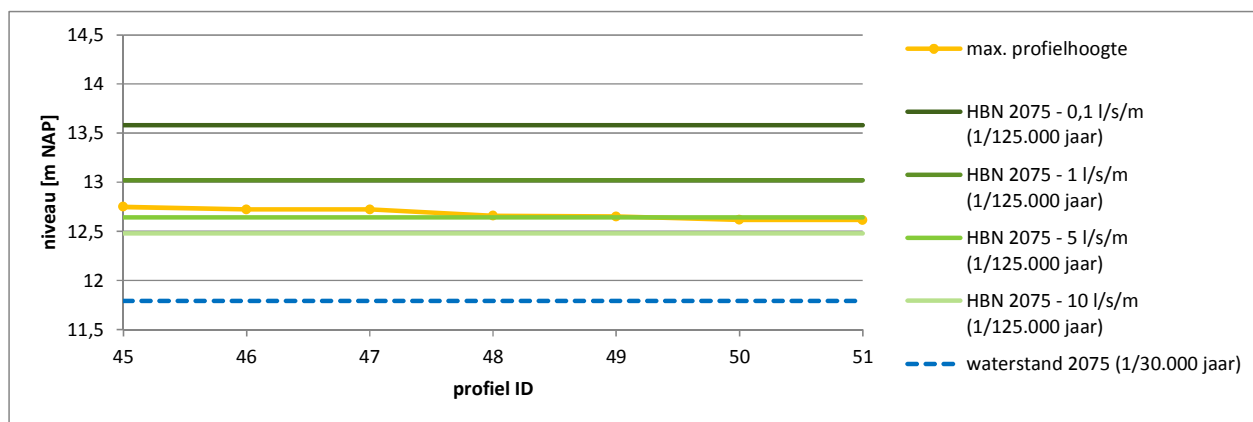
Het scenario 'Max. inzet huidige regelwerken' betekent dat de waterstand stijgt met 0,15 m. In deze studie is de stijging voor het hydraulisch belastingniveau ook op 0,15 m gehouden. Deze verhoging betekent voor dijkvak 1 dat in zowel het zichtjaar 2035 als het zichtjaar 2075 het overslagdebiet groter is dan 10 l/m/s.

## 6.2 Dijkvak 2: GR 011-013

De maximale profielhoogtes en de hydraulische belastingniveaus bij een overschrijdingskans van 1/125.000 per jaar voor 2035 en 2075 zijn weergegeven in respectievelijk Figuur 6-3 en Figuur 6-4. Hierbij zijn de afzonderlijke belastingniveaus voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-3: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 2 voor het zichtjaar 2035 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



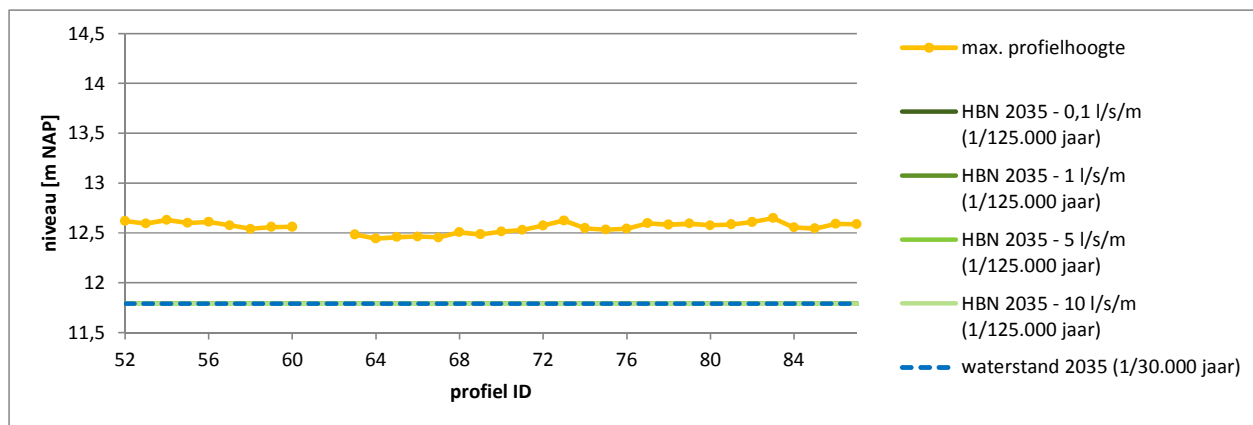
Figuur 6-4: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 2 voor het zichtjaar 2075 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn' blijkt dat het overslagdebiet van dijkvak 2 over het algemeen tussen 1 en 5 l/m/s ligt in 2035 (Figuur 6-3). In 2075 is het overslagdebiet op de meeste locaties rond de 5 l/m/s (Figuur 6-4).

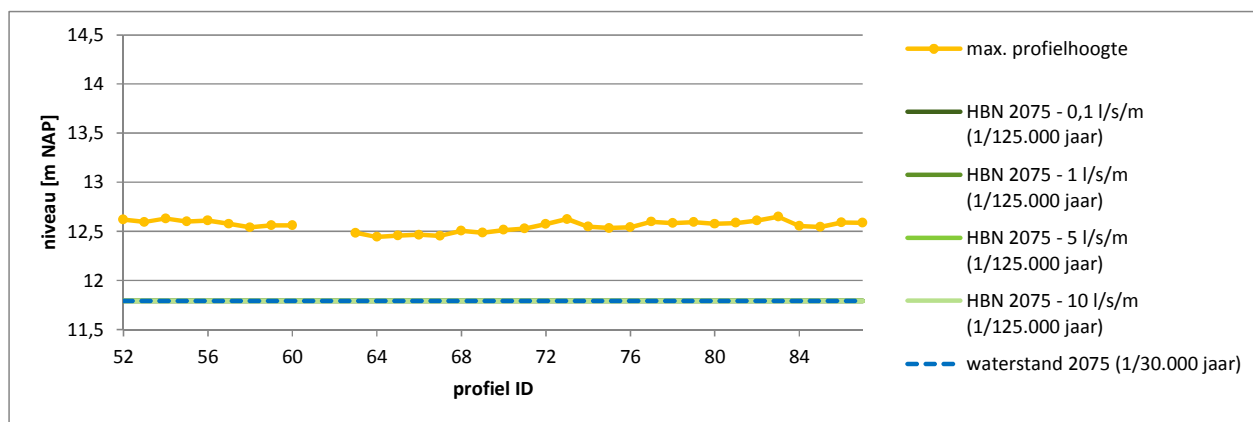
Het scenario 'Max. inzet huidige regelwerken' betekent dat de waterstand stijgt met 0,15 m. In deze studie is de stijging voor het hydraulisch belastingniveau ook op 0,15 m gehouden. Deze verhoging betekent voor dijkvak 2 dat in het zichtjaar 2035 het overslagdebiet grotendeels tussen de 5 en 10 l/m/s ligt. Voor het zichtjaar 2075 is het overslagdebiet rond de 10 l/m/s.

### 6.3 Dijkvak 3: GR 013-022

De maximale profielhoogtes en de hydraulische belastingniveaus bij een overschrijdingskans van 1/125.000 per jaar voor 2035 en 2075 zijn weergegeven in respectievelijk Figuur 6-5 en Figuur 6-6. Hierbij zijn de afzonderlijke belastingniveaus voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-5: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 3 voor het zichtjaar 2035 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



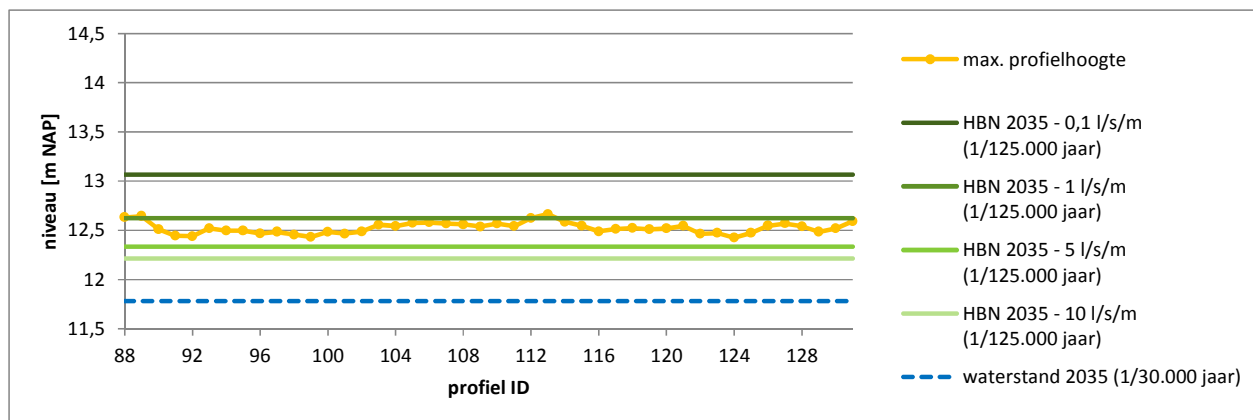
Figuur 6-6: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 3 voor het zichtjaar 2075 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Voor dit dijkvak geldt dat het achter het verhoogde voorland van het havengebied van Wageningen ligt. Dit hoge voorland zorgt ervoor dat de golven volledig worden gebroken en er dus geen sprake is van golfploop. De dijk heeft voor zowel 2035 als 2075 een waakhogte van circa 0,7 m op de rivierwaterstand voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

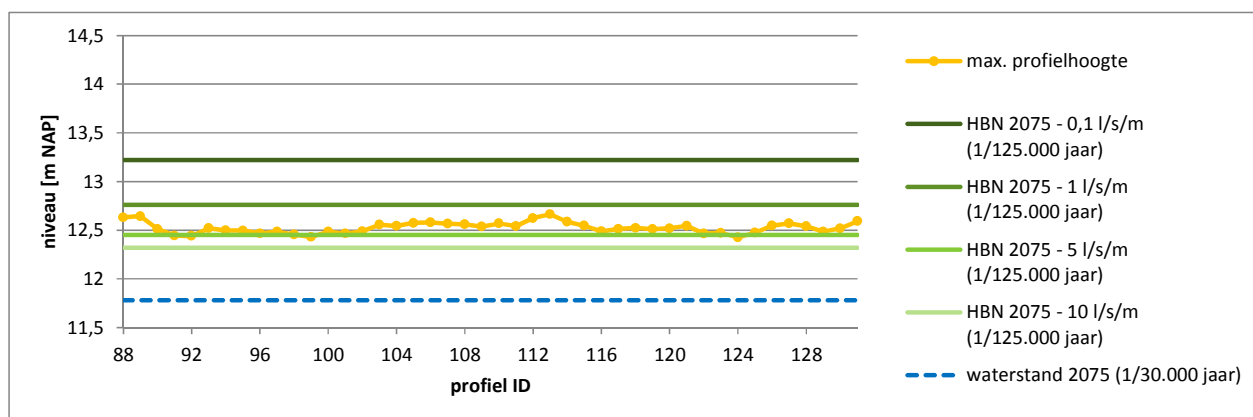
Voor het scenario 'Max. inzet huidige regelwerken' betekent dat de rivierwaterstand met circa 0,15 m stijgt. Hierdoor wordt dus de waakhogte verkleind. Deze wordt circa 0,5 m.

## 6.4 Dijkvak 4: GR022-033

De maximale profielhoogtes en de hydraulische belastingniveaus bij een overschrijdingskans van 1/125.000 per jaar voor 2035 en 2075 zijn weergegeven in respectievelijk Figuur 6-7 en Figuur 6-8. Hierbij zijn de afzonderlijke belastingniveaus voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-7: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 4 voor het zichtjaar 2035 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-8: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 4 voor het zichtjaar 2075 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

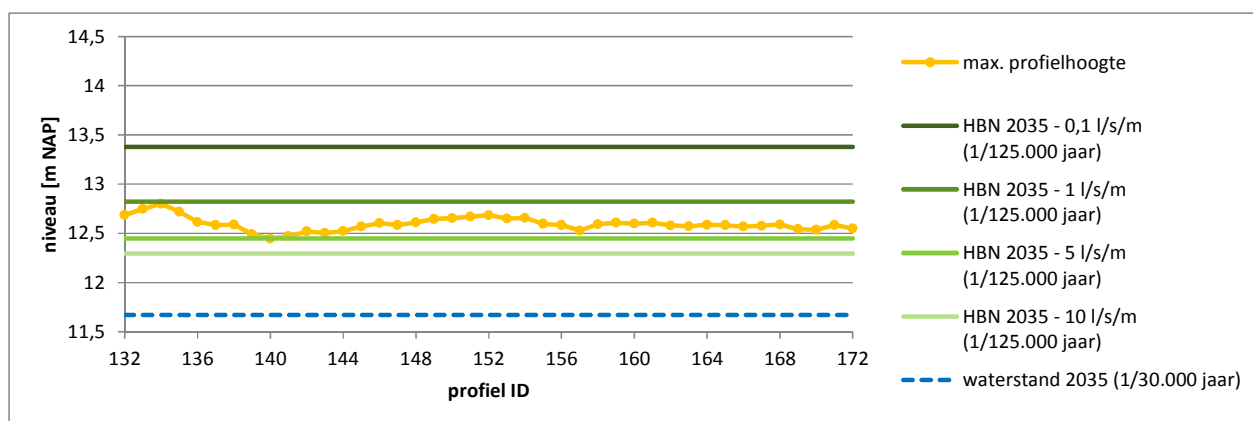
Voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn' blijkt dat het overslagdebiet van dijkvak 4 over het algemeen tussen 1 en 5 l/m/s ligt in 2035 (Figuur 6-7). In 2075 is het overslagdebiet op de meeste locaties tussen de 1 en 5 l/m/s (Figuur 6-8).

Het scenario 'Max. inzet huidige regelwerken' betekent dat de waterstand stijgt met 0,15 m. In deze studie is de stijging voor het hydraulisch belastingniveau ook op 0,15 m gehouden. Deze verhoging betekent voor dijkvak 3 dat in het zichtjaar 2035 het overslagdebiet grotendeels tussen de 1 en 5 l/m/s ligt. Voor het zichtjaar 2075 ligt het overslagdebiet tussen de 5 en 10 l/m/s op de meeste locaties.

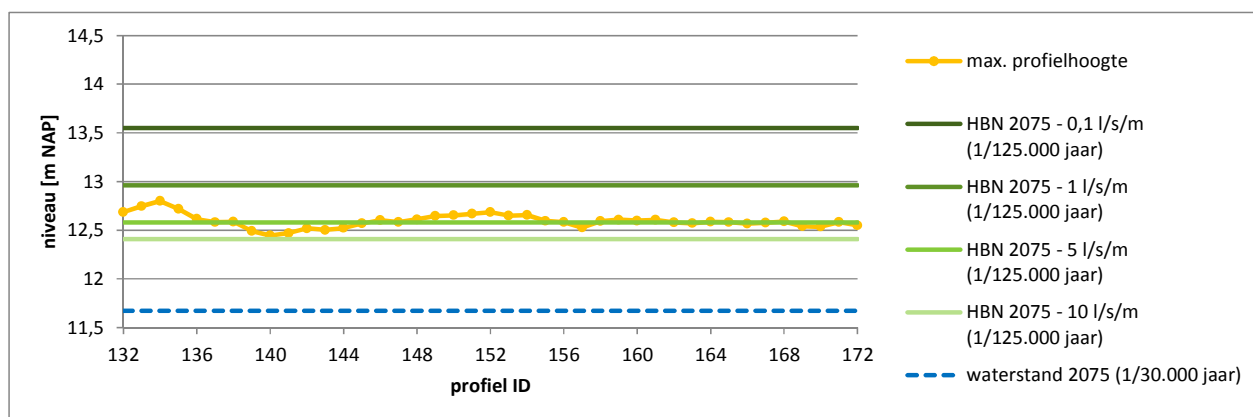


## 6.5 Dijkvak 5: GR 033-043

De maximale profielhoogtes en de hydraulische belastingniveaus bij een overschrijdingskans van 1/125.000 per jaar voor 2035 en 2075 zijn weergegeven in respectievelijk Figuur 6-9 en Figuur 6-10. Hierbij zijn de afzonderlijke belastingniveaus voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-9: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 5 voor het zichtjaar 2035 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



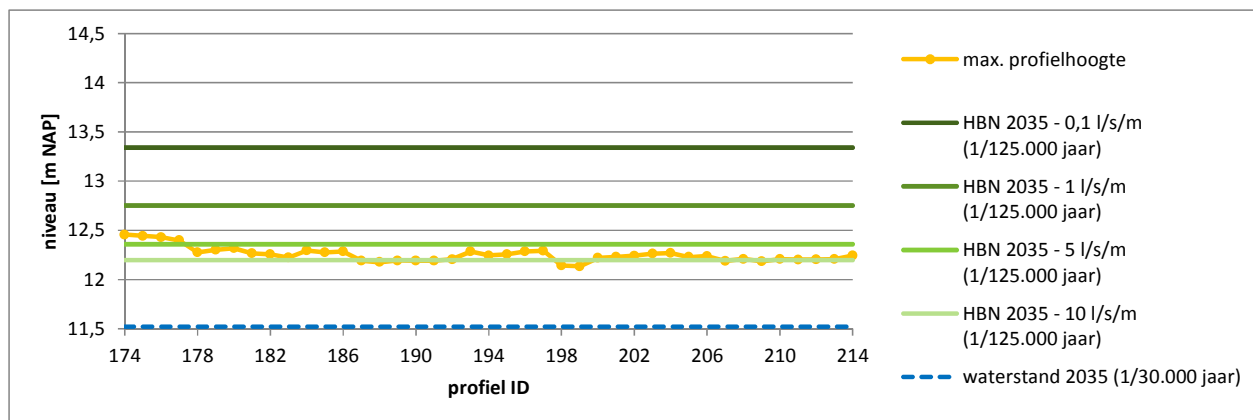
Figuur 6-10: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 5 voor het zichtjaar 2075 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn' blijkt dat het overslagdebiet van dijkvak 5 over het algemeen tussen 1 en 5 l/m/s ligt in 2035 (Figuur 6-9). In 2075 is het overslagdebiet op de meeste locaties tussen de 1 en 5 l/m/s waarbij het overslagdebiet op sommige locaties richting de 10 l/m/s gaat (Figuur 6-10).

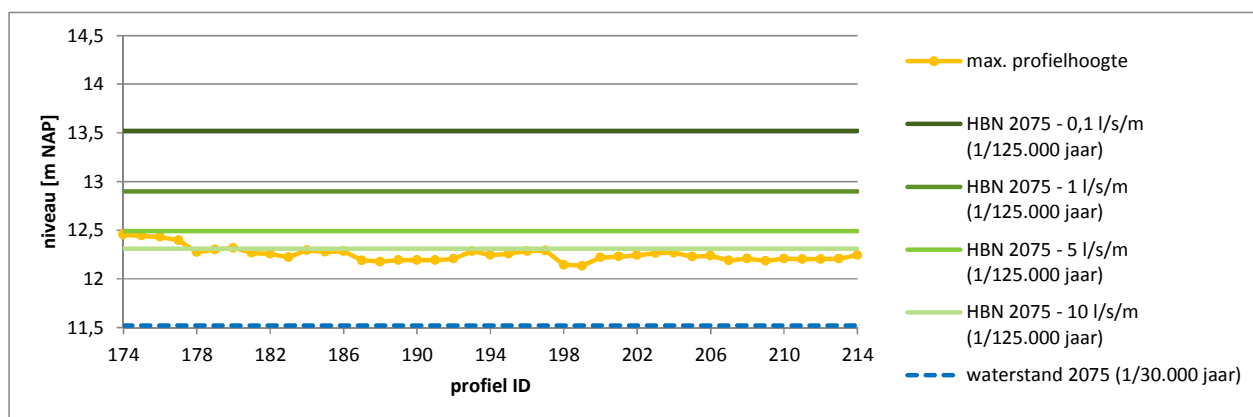
Het scenario 'Max. inzet huidige regelwerken' betekent dat de waterstand stijgt met 0,15 m. In deze studie is de stijging voor het hydraulisch belastingniveau ook op 0,15 m gehouden. Deze verhoging betekent voor dijkvak 4 dat in het zichtjaar 2035 het overslagdebiet circa 5 l/m/s is. Hierbij zijn er wel lokaal uitschieters naar 1,0 en 10 l/m/s. Voor het zichtjaar 2075 is het overslagdebiet groter 5 l/m/s en op diverse locaties groter dan 10 l/m/s.

## 6.6 Dijkvak 6: GR 043-054

De maximale profielhoogtes en de hydraulische belastingniveaus bij een overschrijdingskans van 1/125.000 per jaar voor 2035 en 2075 zijn weergegeven in respectievelijk Figuur 6-11 en Figuur 6-12. Hierbij zijn de afzonderlijke belastingniveaus voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-11: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 6 voor het zichtjaar 2035 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.



Figuur 6-12: Kruinhoogte en hydraulisch belastingniveau bij verschillende overslagdebieten van dijkvak 6 voor het zichtjaar 2075 bij scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Voor het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn' blijkt dat het overslagdebiet van dijkvak 6 over het algemeen tussen 5 en 10 l/m/s ligt in 2035 (Figuur 6-11). In 2075 is het overslagdebiet op veel locaties groter dan 10 l/m/s (Figuur 6-12).

Het scenario 'Max. inzet huidige regelwerken' betekent dat de waterstand stijgt met 0,15 m. In deze studie is de stijging voor het hydraulisch belastingniveau ook op 0,15 m gehouden. Deze verhoging betekent voor dijkvak 5 dat in het zichtjaar 2035 voor nagenoeg het hele dijkvak het overslagdebiet groter dan 10 l/m/s is. Voor het zichtjaar 2075 is het overslagdebiet groter 10 l/m/s op het hele dijkvak.

## 6.7 Resumé

De huidige hoogte van Grebbedijk is onvoldoende om een kritiek overslagdebiet van 1 l/m/s te kunnen weerstaan. Dit geldt voor bijna de hele Grebbedijk. Alleen het dijkvak 3: GR 013-022 is voldoende hoog vanwege het hoge voorland dat de golven breekt en golfoploop voorkomt.

Dit oordeel is gebaseerd op het afvoerscenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'. Het scenario 'Max. inzet huidige regelwerken' levert een hydraulisch belastingniveau op dat 0,15 m hoger ligt. Dit heeft geen effect op de voorliggende toetscores.

De huidige grasbekleding op het binnentalud is van een matige kwaliteit. Tevens heeft de klei op het binnentalud een erosiebestendigheidscategorie C3. Vanwege deze combinatie van graszodekwaliteit en erosiebestendigheid van de klei wordt een kritiek overslagdebiet van 1 l/m/s aangehouden.

Indien het kritieke overslagdebiet van de Grebbedijk op 10 l/m/s wordt verondersteld (na maatregelen) dan wordt het hoogte tekort aanzienlijk minder en kan voldoet de hoogte van de Grebbedijk op circa 65%.

Tabel 6-2: Samenvatting resultaten veiligheidsanalyse Overloop en golfoverslag

Dijkvak	Lengte	Overloop en golfoverslag (1,0 l/m/s overslagdebiet)	Overloop en golfoverslag (10 l/m/s overslagdebiet)
GR 000-011	1100	Voldoet niet	Voldoet niet
GR 011-013	200	Voldoet niet	Voldoet
GR 013-022	900	Voldoet	Voldoet
GR 022-033	1100	Voldoet niet	Voldoet
GR 033-043	1000	Voldoet niet	Voldoet
GR 043-054	1100	Voldoet niet	Voldoet niet

## 7 Geotechnische faalmechanismen

In dit hoofdstuk zijn de analyses en resultaten gepresenteerd voor de geotechnische faalmechanismen. Hierbij is gebruik gemaakt van de maatgevende waterstand zoals opgenomen in 5.3.1 en 5.3.2, conform scenario "Begrenzing debiet Nederrijn/Lek".

### 7.1 Uitgangspunten

In deze paragraaf zijn de belangrijkste uitgangspunten voor de berekeningen met betrekking tot de geotechnische faalmechanismen samengevat. Dit betreft de volgende uitgangspunten:

- Veiligheidsniveau en afgeleide veiligheidsfactoren
- Keuze van maatgevende profielen en bijbehorende ondergrond

Voor uitgebreide toelichting wordt verwezen naar de Technische Uitgangspuntennotitie [2].

#### 7.1.1 Veiligheidsniveau en afgeleide veiligheidsfactoren

In onderstaande tabellen zijn de afgeleide veiligheidsfactoren samengevat. Onderbouwing hiervan is eveneens te vinden in [2].

Tabel 7-1: Veiligheidsfactoren Macrostabieliteit Binnenwaarts zonder damwand

	CSSM model		MC model	
	Bishop $\gamma_r$	UplifVan $\gamma_r$	Bishop $\gamma_r$	UplifVan $\gamma_r$
	oprijven nee / ja	oprijven nee / ja	oprijven nee / ja	oprijven nee / ja
Met schematiseringsfactor 1,2	1,53	1,46	1,36/1,49	1,29/1,42
Met schematiseringsfactor 1,0	1,28	1,22	1,13/1,24	1,07/1,19

Tabel 7-2: Veiligheidsfactoren Macrostabieliteit Buitenwaarts zonder damwand

	CSSM model		MC model	
	Bishop $\gamma_r$	UplifVan $\gamma_r$	Bishop $\gamma_r$	UplifVan $\gamma_r$
	oprijven nee / ja	oprijven nee / ja	oprijven nee / ja	oprijven nee / ja
Met schematiseringsfactor 1,2	1,40	1,34	1,28/1,41	1,22/1,35
Met schematiseringsfactor 1,0	1,17	1,11	1,07/1,18	1,02/1,12

Tabel 7-3: Totale veiligheidsfactor Piping

Nieuwe normering $\gamma_{m0} * \gamma_{mD}$
1,2*1,52 = 1,82

## 7.1.2 Maatgevende dwarsprofielen en bijbehorende ondergrond

### Profielen

Op basis van AHN2 zijn langs het gehele traject dwarsprofielen van de kering en de directe omgeving opgesteld (zie locaties van deze profielen in Bijlage I). Per (geotechnisch) dijkvak (zie Tabel 7-4) zijn deze profielen vergeleken met elkaar, en is het representatieve maatgevende profiel per dijkvak geselecteerd. Onderbouwning hiervan is opgenomen in Bijlage I.

Voor de watergangen/gracht is aangenomen dat de waterdiepte 0,5 m is.

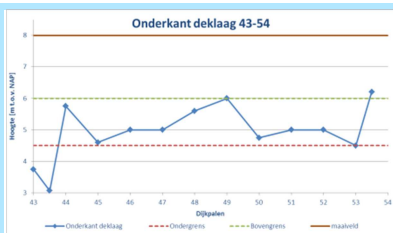
In onderstaande tabel is tevens de analyse van de dikte van de deklaag weergegeven. In de piping-berekeningen is uitgegaan van de bovengrens, behalve bij profiel 20, hier is een minimale dikte van 1 m aangehouden. In de stabiliteitsberekeningen is uitgegaan van de ondergrens

Tabel 7-4: Dijkvakindeling en geselecteerd profiel

dijkvak	Geselecteerd profiel	Bodemopbouw Kenmerk deklaag
GR 000-011	20	
GR 011-013	48 (geldig voor Havenkom)	
GR 013-022	85 (geldig voor haventerrein met hoog voorland)	Onderzijde deklaag op NAP+0 m (tpv haventerrein deklaag dikker)
GR 022-033	100	
GR 033-043	133	

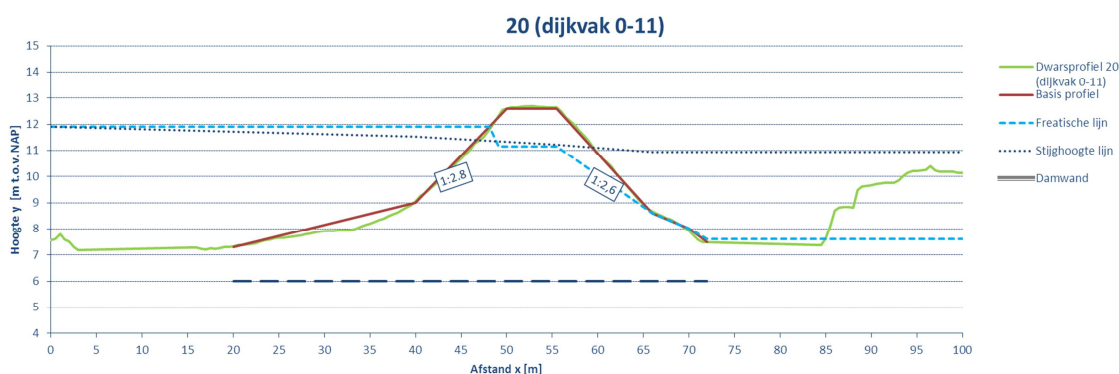
GR 043-054

206

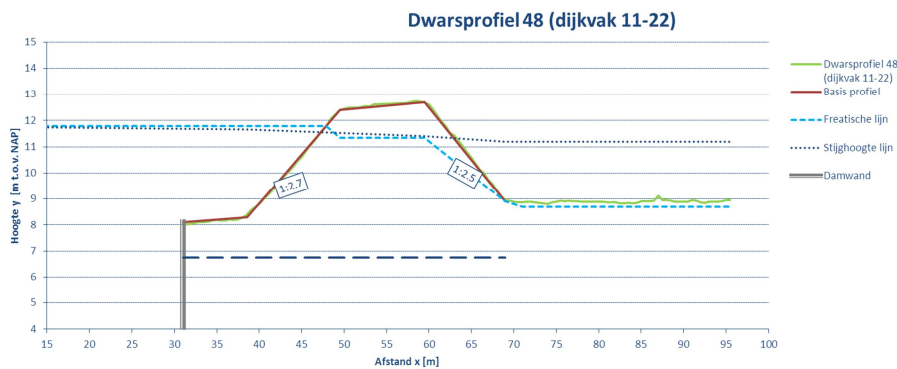


**Schematisatie voor berekeningen**

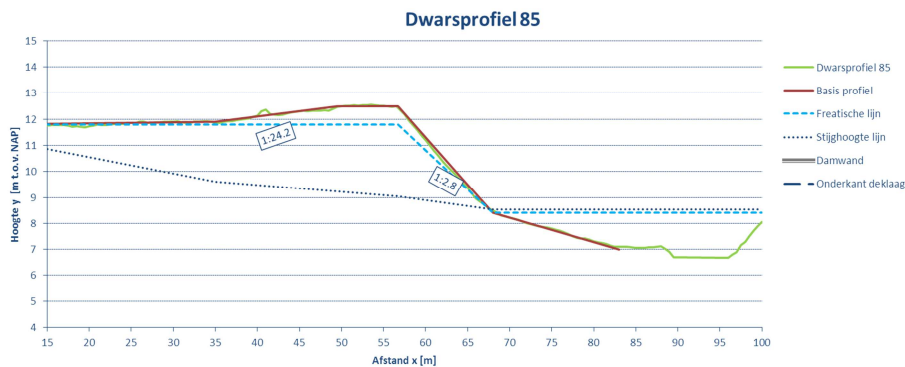
In de volgende figuren is per dijkvak de schematisatie per dijkvak aangegeven.



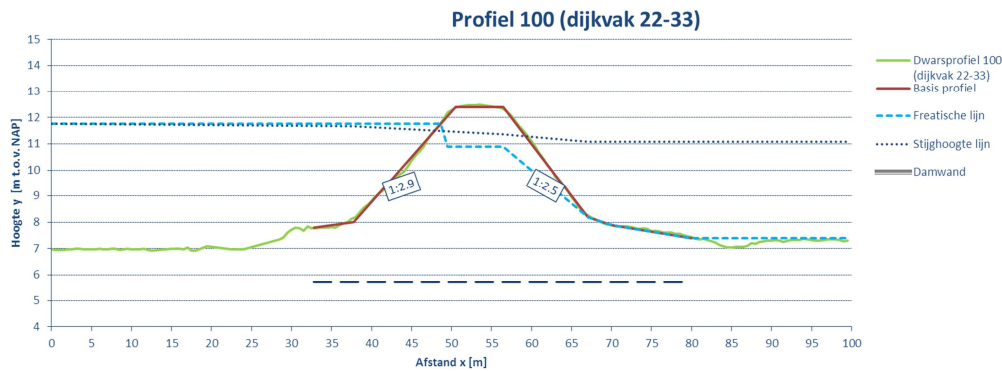
Figuur 7-1 Dijkvak GR 000-011 profiel 20



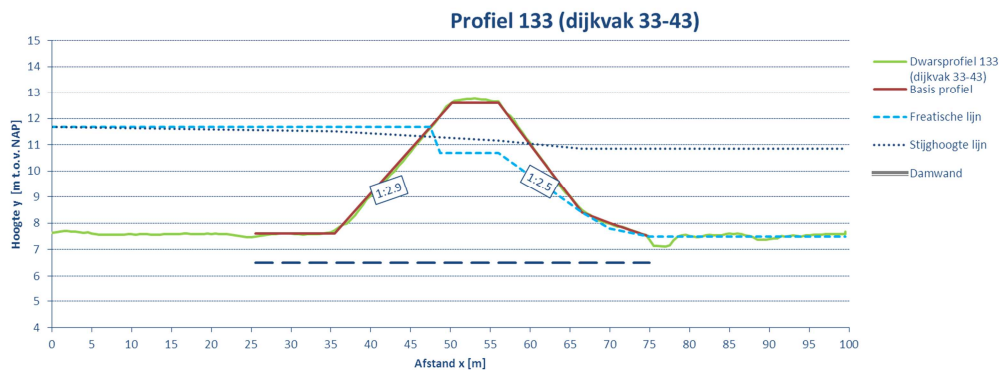
Figuur 7-2 Dijkvak GR 011-013 profiel48 (representatief voor profielen 46-50)



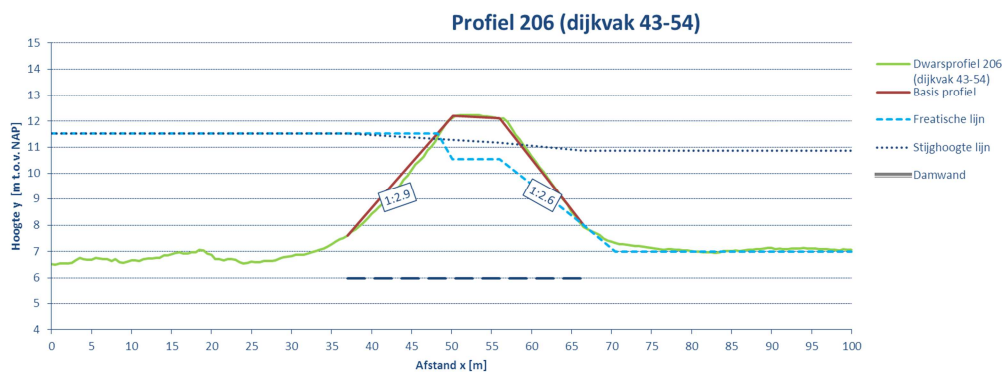
Figuur 7-3 Dijkvak GR 013-022 profiel 85 (representatief voor profielen 51-90)



Figuur 7-4 Dijkvak GR 022-033 profiel 100



Figuur 7-5 Dijkvak GR 033-043 profiel 133



Figuur 7-6 Dijkvak GR 043-054 profiel 206

### 7.1.3 Grondparameters

Op dit moment is geen proevenverzameling van het gebied beschikbaar. Uitgangspunt voor de veiligheidsanalyse is daarom het bepalen van de grondparameters op basis van:

1. Tabel 2.b uit de Eurocode;
2. Handreiking grondparameters uit [8];
3. Grondparameters gebruikt in analyse van dit dijktraject in derde toetsronde en VNK2;
4. Resultaten uit aanvullend laboratoriumonderzoek 2016.

In Tabel 7-5 tot en met Tabel 7-9 zijn de in de berekeningen gehanteerde parameters weergegeven. In Bijlage VII is een onderbouwing opgenomen van de afleiding van de parameters voor de berekeningen volgens het CSSM-model. In Bijlage VI is de afleiding van de korrelgrootte onderbouwd.

Tabel 7-5 Gehanteerde grondparameters (rekenwaarden) – stabiliteitsberekeningen MC-model

Grondsoort	VGdr	Vgnat	phi d	coh d
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]
klei, siltig	17,2	17,6	22,9	7,4
klei, zandig, sterk siltig	18,1	18,6	24,2	6,4
klei, veenhoudend	15	15	19,6	5,1
veen	10,5	10,5	12,1	0,7
zand	19,5	20	26,3	0

Tabel 7-6 Gehanteerde rekenwaarde van de POP bij een  $N_{kt}$  van 20

Dijkvak	Profiel	Rekenwaarde POP [kPa]
GR 000-011	20	21,8
GR 011-013	48	42,0
GR 013-022	70	21,8
GR 022-033	100	23,9
GR 033-043	133	29,1
GR 043-054	206	21,8

Tabel 7-7: Gehanteerde rekenwaarde van de grensspanning per dijkvak en profiel

		Rekenwaarde van de grensspanning per: dijkvak / profiel [kPa]					
		0-11 / 20	11-22 / 48	11-22 / 70	22-33 / 100	33-43 / 133	43-54 / 206
Deklaag	Achterland	28,89	35,19	34,29	38,79	42,39	36,99
	Achterland 2 <sup>(1)</sup>	n.v.t.	n.v.t.	32,49	n.v.t.	36,09	31,59
	Talud	73,89	69,39	81,45	74,79	78,75	77,49
	Kruin	108,09	99,99	117,09	119,79	119,79	121,59
Dijklichaam	Talud	59,64	83,41	58,20	50,89	60,06	49,74
	Kruin	93,84	96,91	93,84	94,09	94,80	93,84

Tabel 7-8: Toegepaste critical state hoek van inwendige wrijving

	Critical state hoek van inwendige wrijving	
	Phi [°] klei	Phi [°] zand
Verwachtingswaarde	32	32
Variatiecoëfficiënt	0,10	0,07
Karakteristieke waarde <sup>(1)</sup>	27,0	28,4
Materiaalfactor <sup>(2)</sup>	1,08	1,08
Rekenwaarde	25,3	26,6



In de CSSM-berekeningen is verder uitgegaan van  $m=0,80$  (zie onderbouwing in Bijlage VII).

Tabel 7-9 Gehanteerde grondparameters (rekenwaarden) – pipingberekeningen

Grondsoort	d10	d50	d60	d70
	$\mu\text{m}$	$\mu\text{m}$	$\mu\text{m}$	$\mu\text{m}$
Zand – hoog gemiddeld regionaal	209	412	475	552
Zand – laag gemiddeld regionaal	112	240	275	307

### 7.1.4 Freatische lijn en waterspanningsverloop

#### Freatische lijn, stijghoogtes en waterspanningen tijdens MHW

In de veiligheidsanalyse is de freatische lijn gebaseerd op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [5]. Onder maatgevende omstandigheden kan bij een hoog overslagdebiet (veel) infiltratie optreden, wat leidt tot een verhoogde freatische lijn in de kering. Hiermee is rekening gehouden. Voor de stijghoogte van het grondwater in het eerste watervoerend pakket is uitgegaan van 2 situaties:

- Bij opbarsten/opdrijven: stijghoogte verloopt van MHW bij buitenteen naar grenspotentiaal bij opbarst/uittrede punt;
- Geen opbarsten/opdrijven: stijghoogte verloopt conform berekening model 4A (kleidijk met deklaag in voor- en achterland).

#### Freatische lijn, stijghoogtes en waterspanningen bij val waterstand

In de veiligheidsanalyse is de freatische lijn gebaseerd op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [5]. Hierbij is aangenomen dat het waterpeil daalt naar een stand behorende bij een afvoer van circa  $5000 \text{ m}^3/\text{s}$  bij Lobith. Dit komt overeen met de situatie 10 dagen na hoogwater. Langs het talud daalt de freatische lijn 0,3 m, door de open structuur van de grasbekleding.

#### Freatische lijn, stijghoogtes en waterspanningen bij damwand/kistdam

In de veiligheidsanalyse wordt de freatische lijn gebaseerd op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [5]. In de veiligheidsanalyse wordt de damwand/kistdam bij de maatgevende hoogwater situatie beschouwd en doorgerekend volgens de rekenregels van EC7 .

### 7.1.5 Verkeersbelasting

Bij het uitvoeren van de veiligheidsanalyse is voor de verkeersbelasting een belasting van 13,3 kPa op 2,5 m breedte aangehouden ter plaatse van de kruin, ook indien in deze situatie het overslagdebiet  $> 1 \text{ l/m/s}$  bedraagt. Om de invloed van de verkeersbelasting op de veiligheidsanalyse te verkennen zijn ook berekeningen met een geringere belasting gemaakt (5 kPa en 0 kPa).

## 7.2 Piping en heave

Uit de resultaten van het uitgevoerd geotechnisch onderzoek blijkt dat de dijk uit klei bestaat, op een ondergrond bestaande uit een deklaag van klei op zand. Dijken met deze opbouw zijn pipinggevoelig, analyse is nodig. Per profiel is een analyse uitgevoerd waarbij het intredepunt is bepaald en opbarsten is gecontroleerd. Hierbij is het verloop van de stijghoogte van het grondwater gemodelleerd als “model 4A” en een lengte in het achterland van 250 m. De resultaten van de piping berekeningen zijn weergegeven in Bijlage IV. De resultaten van de berekeningen zijn samengevat in de volgende tabellen. Het veiligheidsoordeel is samengevat in Tabel 7-12.

### Analyse piping dijklichaam

 Tabel 7-10 Resultaten berekening opbarsten voor zichtjaren 2035 en 2075<sup>5</sup>

Dijkvak	Profiel	Stijghoogte [m NAP]	Polderpeil [m NAP]	Dikte deklaag [m]	Gronddruk [kN/m <sup>3</sup> ]	Waterdruk [kN/m <sup>3</sup> ]	FoS*	Opbarsten ja/nee
0-11	20	+10,9	+7,6	1,0	17,6	49,4	0,4	Ja
11-13	48	+11,2	+8,7	2,2	14,7	24,8	0,6	Ja
13-22	85	+8,5	+8,4	7,0	47,9	1,4	34	Nee
22-33	100	+11,1	+7,4	2,2	15,1	36,7	0,41	Ja
33-43	133	+10,9	+7,5	1,9	13,0	33,6	0,39	Ja
43-54	206	+10,9	+7,0	2,0	13,7	38,7	0,35	Ja

 Tabel 7-11 Resultaten berekening heave voor zichtjaren 2035 en 2075<sup>1</sup>

Dijkvak	Profiel	Dikte deklaag [m]	i;optr [-]	i;crit [-]	Unity Check*	Heave ja/nee
0-11	20	1,0	3,3	0,5	6,7	Ja
11-13	48	2,2	1,2	0,5	2,3	Ja
13-22	85	7,0	0,02	0,5	0,04	Nee
22-33	100	2,2	1,7	0,5	3,3	Ja
33-43	133	1,9	1,8	0,5	3,5	Ja
43-54	206	2,0	1,9	0,5	3,9	Ja

\*vergelijking belasting met weerstand (inclusief alle partiële factoren), <1 voldoet.

Met:

i;optr = optredend verhang over de dikte van de deklaag ter plaatse van het uittredepunt

i;crit = kritiek verhang waarbij de zandkorrels zich verticaal kunnen verplaatsen

 Tabel 7-12 Resultaten controle piping volgens Sellmeijer voor zichtjaren 2035 en 2075<sup>1</sup>

Dijkvak	Profiel	MHW <sup>6</sup> [m NAP]	Dikte deklaag* [m]	Kwelweglengte aanwezig [m]	$\Delta H$ optredend [m]	$\Delta H$ kritiek [m]	UC	Oordeel	Kwelweglengte benodigd / tekort
0-11	20	+11,91	1,0	52	4,0	1,4	2,9	Voldoet niet	172 / 120
11-13	48	+11,79	2,2	38	2,5	1,1	2,2	Voldoet niet	99 / 61
13-22	85	+11,79	7,0	142	1,3	3,4	0,4	Voldoet	47 / nvt
22-33	100	+11,77	2,2	34	3,7	1,0	3,7	Voldoet niet	158 / 123
33-43	133	+11,67	1,9	41	3,6	1,2	3,1	Voldoet niet	152 / 111
43-54	206	+11,52	2,0	30	3,9	0,9	4,4	Voldoet niet	168 / 138

### Conclusie piping

In Tabel 7-13 zijn de resultaten van de veiligheidsanalyse piping weergegeven. De conclusie is dat dijkvak GR 013-022 voldoet voor het mechanisme piping. De overige vakken voldoen niet, de aanwezige kwelweglengte is onvoldoende. Het tekort aan kwelweglengte varieert tussen circa 60 en 140 m.

<sup>5</sup> Oordelen voor zichtjaar 2035 en 2075 zijn gelijk, omdat de maatgevende waterstanden voor beide zichtjaren gelijk zijn.

<sup>6</sup> Waterstand behorende bij scenario "begrenzing debiet Nederrijn", voor zichtjaren 2035 en 2075 gelijk.

Tabel 7-13: Resultaten veiligheidsanalyse piping voor jaar 2035 en 2075

Dijkvak	Opbarsten ja/nee	Heave tpv binnenteen Ja/nee	Piping Oordeel Sellmeijer	Piping oordeel totaal
0-11:20	Ja	Ja	Voldoet niet	<b>Voldoet niet</b>
11-13:48	Ja	Ja	Voldoet niet	<b>Voldoet niet</b>
13-22:85	Nee	Nee	Voldoet	<b>Voldoet</b>
22-33:100	Ja	Ja	Voldoet niet	<b>Voldoet niet</b>
33-43:133	Ja	Ja	Voldoet niet	<b>Voldoet niet</b>
43-54:206	Ja	Ja	Voldoet niet	<b>Voldoet niet</b>

### 7.3 Macrostabieliteit binnenwaarts

De resultaten van de berekeningen voor macrostabieliteit binnenwaarts zijn samengevat in Tabel 7-14. In Bijlage V zijn de maatgevende glijcirkels opgenomen.

Tabel 7-14 Resultaten van de binnenwaartse stabiliteitsberekeningen met het Mohr Coulomb model (MC) en het Critical State Soil Mechanics model (CSSM), getoetst aan een veiligheidsfactor behorende bij een schematiseringsfactor van 1,0 en 1,2.

Dijkvak	Profiel	MC / CSSM	Methode	SF berekend	SF bij ( $\gamma_r$ 1,0)	SF bij ( $\gamma_r$ 1,2)
0-11	20	MC	Bishop	1,11	<b>1,24</b>	<b>1,49</b>
		MC	Uplift Van	<b>1,29</b>	<b>1,19</b>	<b>1,42</b>
		CSSM	Bishop	0,83/1,16 <sup>(1)</sup>	<b>1,28</b>	<b>1,53</b>
		CSSM	Uplift Van	0,86	<b>1,22</b>	<b>1,46</b>
11-13	48	MC	Bishop	0,87	<b>1,24</b>	<b>1,49</b>
		MC	Uplift Van	0,92	<b>1,19</b>	<b>1,42</b>
		CSSM	Bishop	0,76	<b>1,28</b>	<b>1,53</b>
		CSSM	Uplift Van	0,83	<b>1,22</b>	<b>1,46</b>
13-22	70 hoge freatische lijn	MC	Bishop	<b>0,97</b>	<b>1,24</b>	<b>1,49</b>
		MC	Uplift Van	<b>1,10</b>	<b>1,19</b>	<b>1,42</b>
		CSSM	Bishop	<b>0,79</b>	<b>1,28</b>	<b>1,53</b>
		CSSM	Uplift Van	<b>0,84</b>	<b>1,22</b>	<b>1,46</b>
	70 lage freatische lijn	MC	Bishop	<b>1,04</b>	<b>1,24</b>	<b>1,49</b>
		MC	Uplift Van	<b>1,16</b>	<b>1,19</b>	<b>1,42</b>
		CSSM	Bishop	<b>0,83</b>	<b>1,28</b>	<b>1,53</b>
		CSSM	Uplift Van	<b>0,85</b>	<b>1,22</b>	<b>1,46</b>
22-33	100	MC	Bishop	0,75	<b>1,24</b>	<b>1,49</b>
		MC	Uplift Van	0,81	<b>1,19</b>	<b>1,42</b>
		CSSM	Bishop	0,59	<b>1,28</b>	<b>1,53</b>
		CSSM	Uplift Van	0,58	<b>1,22</b>	<b>1,46</b>
33-43	133	MC	Bishop	0,84	<b>1,24</b>	<b>1,49</b>
		MC	Uplift Van	0,94	<b>1,19</b>	<b>1,42</b>

Dijkvak	Profiel	MC / CSSM	Methode	SF berekend	SF bij ( $\gamma_r$ 1,0)	SF bij ( $\gamma_r$ 1,2)
		CSSM	Bishop	0,72	1,28	1,53
		CSSM	Uplift Van	0,78	1,22	1,46
43-54	206	MC	Bishop	0,86	1,24	1,49
		MC	Uplift Van	0,97	1,19	1,42
		CSSM	Bishop	0,70	1,28	1,53
		CSSM	Uplift Van	0,73	1,22	1,46

<sup>(1)</sup> Gerekend met verwachtingswaarden

#### Opmerking t.a.v. schematiseringsfactor

Het in rekening brengen van de schematiseringsfactor heeft gevolgen voor de vereiste geometrie van de waterkering. De huidige versies van de nieuwe normering geven nog onvoldoende antwoord op de mate van het in rekening brengen van de schematiseringsfactor. Verwachting is dat deze in dit gebied lager zal kunnen worden dan 1,2, omdat de variatie van de ondergrond in de beoordeelde trajecten zeer beperkt is. Hoe minder onzekerheden hoe lager de schematiseringsfactor. Om de consequenties van de hoogte van de schematiseringsfactor in beeld te brengen, zijn de resultaten voor een schematiseringsfactor van 1,0 en een bovengrens gepresenteerd. In OI2014 v3 wordt voor de schematiseringsfactor een ondergrens van 1,1 gehanteerd. In het OI2014 v4 wordt een ondergrens van 1,0 aangehouden. **LET OP! Dit is niet als verandering gemeld in het OI2014 v4 zelf en geeft dus aanvullende mogelijkheden in het ontwerp!**

#### Opmerking t.a.v. dijkvak GR 013-022 (Haven van Wageningen):

Zoals is op te maken uit de resultaten van de stabiliteitsberekeningen, voldoet het talud aan de binnenzijde van de dijk ter hoogte van het haventerrein van Wageningen niet aan de gestelde eis. Het talud is (te) steil. Echter, het aanwezige voorland is hier zodanig hoog, gelijk aan de kruinhoogte van de kering, en zodanig breed, dat bij (eventueel) bezwijken (afschuiven) van het talud, niet direct een waterveiligheidsprobleem optreedt. Het voorliggend haventerrein kan de hoge waterstand nog keren. Ondanks de lage berekende stabiliteitsfactor, wordt dit deel van het dijkvak daarom niet afgekeurd op stabiliteit binnenwaarts.

#### Gevoeligheid verkeersbelasting

In de sommen gepresenteerd in Tabel 7-14 is gerekend met een verkeersbelasting van 13 kPa. Dit is een zeer forse verkeersbelasting waarbij de vraag gesteld kan worden of deze nog gangbaar is bij de overstromingskansbenadering. Om het effect van deze verkeersbelasting op de stabiliteit van de dijk inzichtelijk te maken zijn ook de stabiliteitsfactoren bij een verkeersbelasting van 5 kPa en zonder verkeersbelasting (0 kPa) bepaald voor twee dwarsprofielen.

Tabel 7-15 Resultaten gevoeligheidsanalyse verkeersbelasting macrostabiliteit binnenwaarts

Dijkvak	Profiel	MC / CSSM	Methode	Verkeersbelasting		
				13 kPa	5 kPa	0 kPa
0-11	20	MC	Bishop	1,11	1,15	1,17
		CSSM	Bishop	0,83	0,86	0,87
33-43	133	MC	Bishop	0,84	0,88	0,88
		CSSM	Bishop	0,72	0,75	0,76

De resultaten in Tabel 7-15 tonen dat de stabiliteitsfactor van de dijk hoger is bij een lagere verkeersbelasting. Dit is conform verwachting. De stabiliteitsfactor wordt echter voor de twee beschouwde profielen niet dermate anders dat er een ander oordeel komt uit de Nadere veiligheidsanalyse. Ook zonder verkeersbelasting voldoen de dwarsprofielen niet.

### Conclusie macrostabiliteit binnenwaarts

De belangrijkste conclusies met betrekking tot **macrostabiliteit binnenwaarts** op basis van de uitgevoerde berekeningen zijn:

- De berekende profielen voldoen allemaal niet aan de gestelde eis;
- aanscherpen van de schematiseringsfactor van 1,2 naar 1,0 zou ook niet leiden tot goedkeuren van profiel/dijkvakken;
- het CSSM-model is maatgevend (ongedraineerd rekenen);
- voor dijkvak GR 013-22 wordt gesteld dat het restprofiel na (eventueel) afschuiven van het binnentalud voldoet.
- Het verkleinen van de verkeersbelasting leidt niet tot een ander oordeel

## 7.4 Macrostabiliteit buitenwaarts

De resultaten van de berekeningen voor macrostabiliteit buitenwaarts zijn samengevat in Tabel 7-16. In Bijlage V zijn de maatgevende glijcirkels opgenomen.

Tabel 7-16: Resultaten macrostabiliteit buitenwaarts met het Mohr Coulomb model (MC) en het Critical State Soil Mechanics model (CSSM), getoetst aan een veiligheidsfactor behorende bij een schematiseringsfactor van 1,0 en 1,2

Dijkvak	Profiel	MC / CSSM	Methode	SF berekend	SF bij ( $\gamma_r$ 1,0)	SF bij ( $\gamma_r$ 1,2)
GR 000-011	20	MC	Bishop	1,70	1,07	1,28
		CSSM	Bishop	1,03	1,17	1,40
GR 011-013	48	MC	Bishop	1,65	1,07	1,28
		CSSM	Bishop	1,03	1,17	1,40
GR 013-022	70	MC	Bishop	Geen STBU berekening uitgevoerd vanwege een hoog voorland. Het afschuiven van het buitentalud leidt niet tot veiligheidsproblemen		
		CSSM	Bishop			
GR 022-033	100	MC	Bishop	1,69	1,07	1,28
		CSSM	Bishop	1,05	1,17	1,40
GR 033-043	133	MC	Bishop	1,67	1,07	1,28
		CSSM	Bishop	1,08	1,17	1,40
GR 043-054	206	MC	Bishop	1,66	1,07	1,28
		CSSM	Bishop	1,02	1,17	1,40

### Gevoeligheid verkeersbelasting

In de sommen gepresenteerd in Tabel 7-16 is gerekend met een verkeersbelasting van 13 kPa. Dit is een zeer forse verkeersbelasting waarbij de vraag gesteld kan worden of deze nog gangbaar is bij de overstromingskansbenadering. Om het effect van deze verkeersbelasting op de stabiliteit van de dijk inzichtelijk te maken zijn ook de stabiliteitsfactoren bij een verkeersbelasting van 5 kPa en zonder verkeersbelasting (0 kPa) bepaald voor twee dwarsprofielen.

Tabel 7-17 Resultaten gevoeligheidsanalyse verkeersbelasting macrostabiliteit buitenwaarts

Dijkvak	Profiel	MC / CSSM	Methode	Verkeersbelasting		
				13 kPa	5 kPa	0 kPa
0-11	20	MC	Bishop	1,70	1,80	1,87
		CSSM	Bishop	1,03	1,09	1,12
33-43	133	MC	Bishop	1,67	1,76	1,92
		CSSM	Bishop	1,08	1,13	1,15

De resultaten in Tabel 7-17 tonen dat de stabiliteitsfactor van de dijk hoger is bij een lagere verkeersbelasting. Dit is conform verwachting. De stabiliteitsfactor wordt echter voor de twee beschouwde profielen niet dermate anders dat er een ander oordeel komt uit de Nadere veiligheidsanalyse. Ook zonder verkeersbelasting voldoen de dwarsprofielen niet volgens het CSSM model en voldoen wel volgens het Mohr-Coulomb model.

### Conclusie macrostabiliteit buitenwaarts

In bovenstaande tabel zijn de resultaten van de buitenwaartse macrostabiliteitsberekening (STBU) weergegeven.

Conclusie is dat de profielen voldoen indien met gedraineerde parameters wordt gerekend, en dat de profielen niet voldoen bij toepassing van het CSSM model. Het ongedraineerd rekenen is hier maatgevend (lagere veiligheidsfactoren), de eindbeoordeling is dan voor alle profielen "voldoet niet"

Er zijn twee dingen die duidelijk opvallen, namelijk de veel hogere veiligheidsfactoren ten opzichte van de STBI berekeningen en het verschil tussen de MC en CSSM berekeningen

- **STBI – STBU:** Bij de STBU berekeningen wordt een veel hogere veiligheidsfactor berekend dan bij de STBI berekeningen. Dit verschil is aanwezig omdat er bij de buitendijkse stabiliteit geen sprake is van opbarsten. Hierdoor is er, in tegenstelling tot de STBI berekening, geen sterkte 0 zone aanwezig bij de teen van de dijk;
- **MC – CSSM:** Het verschil tussen de MC en CSSM berekening kan in twee punten worden verklaard. Ten eerste is de ongedraineerde sterkte van de kleilagen lager dan bij de gedraineerde berekening. Ten tweede wordt de sterkte in de ongedraineerde berekening direct bepaald door de hoogte van de effectieve spanning. Voor de MC berekening is de sterkte van de grond een vast gegeven ( $\Phi$  en  $c$ ) waarbij de schuifsterkte wel afhankelijk is van de effectieve spanning in de grond.

Omdat er geen sprake is van een sterkte drukopbouw (stijghoogte) bij een buitendijkse stabiliteitsberekening is de berekening alleen uitgevoerd met de methode Bishop. Alle profielen vertonen vergelijkbare resultaten. De berekening voldoet bij een MC berekening en niet bij een CSSM berekening.

Berekeningen met een lagere verkeersbelasting (0 of 5 kPa) leiden niet tot een ander veiligheidsoordeel.

## 7.5 Voorlandstabiliteit

In het OI2014 is aangegeven dat voor het faalmechanisme voorlandstabiliteit geldt dat de werkwijze overeenkomt met de vigerende ontwerpleidraden. De aanpak en resultaten van eerdere toetsrondes zijn daarom gevolgd en overgenomen.

Eerst is de toets op basis van vuistregels uitgevoerd. Hierbij geldt dat als het voorland is ontstaan door natuurlijke processen (dat is hier het geval) én de fictieve geuldiepte is <9 m (hier ook het geval), dat dan wordt voldaan aan de vuistregel voor Afschuiving en Zettingsvloeiing.

Vervolgens is getoetst aan het bestortingscriterium, waarbij geldt dat aan de buitenteen van de kering het profiel niet doorsnede mag worden door een lijn met helling 1:2,5. Bij de beschouwde (maatgevende) profielen is de taludhelling flauwer dan 1:2,5. Deze profielen scoren goed.

Op basis van deze beschouwing wordt het oordeel **voldoet** toegekend voor het toetsspoor Stabiliteit Voorland.

## 7.6 Microstabiliteit

Het faalmechanisme microstabiliteit kan in het geval de dijk volledig is opgebouwd uit cohesief materiaal worden uitgesloten. Op de meeste locaties bestaat de dijk volledig uit klei en kan dit faalmechanisme dus worden uitgesloten. In enkele gevallen is bij de vorige versterking de verbreding/verflauwing gedeeltelijk met zand uitgevoerd, waarna de kleibekleding aan de binnenzijde is aangebracht.

Het ontwerp omvatte praktische oplossingen om eventueel uitredend kwelwater te voorkomen. De uitgevoerde maatregelen bestonden uit een zandberm met een talud van 1:7 of teendrainage. In verband met de aanwezige 'droge voeten' berm en teendrainage kan worden gesteld dat de binnenteen in voldoende mate wordt gedraineerd. Hiermee wordt voldaan aan één van de voorwaarden zoals gesteld in de eenvoudige toetsing van Microstabiliteit.

De kering **voldoet** op dit spoor.

## 7.7 Resumé

In voorliggende veiligheidsanalyse zijn de volgende geotechnische beoordelingssporen beoordeeld:

- Piping en heave (STPH)
- Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)
- Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)
- Voorlandstabiliteit (STVL)
- Microstabiliteit (STMI)

Het eindoordeel per dijkvak voor de betreffende beoordelingssporen is onderstaand samengevat.

Tabel 7-18: samenvatting resultaten veiligheidsanalyse geotechniek

Dijkvak	profiel	STPH	STBI	STBU	STVL	STMI
0-11	20	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet
11-13	48	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet
13-22	85	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet	Voldoet
22-33	100	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet
33-43	133	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet
43-54*	206	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet

\* in dit dijkvak ligt een kistdam (zie paragraaf 9.3). Deze kistdam voldoet aan de eisen van piping en stabiliteit binnenwaarts en stabiliteit buitenwaarts



## 8 Beschadiging bekledingen en erosie dijklichaam

In dit hoofdstuk zijn de analyses en resultaten gepresenteerd voor het faalmechanisme *beschadiging bekleding en erosie dijklichaam* (bekleding). In deze veiligheidsanalyse zijn deze dijktrajecten tegen het licht gehouden met de nieuwe rekenregels uit het OI2014. Uitgangspunt voor deze analyses zijn het OI2014 v3 [1] en de Werkwijzer voor de bepaling van de hydraulische ontwerprandvoorwaarden [3].

### 8.1 Selectie bekledingen

De bekleding op de Grebbedijk bestaat grofweg uit twee delen: een grasbekleding op het buitentalud en het binnentalud en een asfaltweg op de kruin. In de veiligheidsbeoordeling wordt alleen gekeken naar de grasbekleding. De asfaltweg is niet aangelegd als dijkbekleding en kan derhalve ook niet als dusdanig beoordeeld worden. Wel mag verwacht worden dat het weglichaam een grotere erosiebestendigheid heeft dan de grasbekleding. Om deze redenen wordt alleen gekeken naar de grasbekleding.

In de beoordeling wordt alleen gekeken naar de grasbekleding op het buitentalud. Het oordeel van de grasbekleding op het binnentalud hangt samen met de hoogte van de waterkering en is in de beoordeling van het kritieke overslagdebiet meegenomen.

#### Grasbekleding op het buitentalud

Ten aanzien van grasbekledingen is nog veel onderzoek gaande. Dit heeft nog niet geleid tot nieuwe toets- en ontwerpregels. Zo is in het OI2014 v3 niet aangegeven hoe om te gaan met grasbekledingen. In deze veiligheidsanalyse zijn de grasbekledingen derhalve beoordeeld conform de VTV2006 [12] en de Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken ten behoeve van het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde [13]. Hierbij zijn wel de aangepaste hydraulische belastingen conform [3] meegenomen.

De grasbekleding op de dijk heeft in de derde toetsronde de score voldoende gekregen op basis van het beheerdersoordeel. In de Eindevaluatie grastoets [14] is de grasbekleding gemonitord in de periode 2010-2015. Hierbij is gekeken naar de doorworteling, het vegetatietype en de bedekking. In het rapport is geconcludeerd dat de bekleding nog niet voldoet aan het streefbeeld H2-Hooiland, maar dat dit met een aangepast beheer binnen 2 jaar te realiseren is. Uit metingen van de doorworteling (2013) blijkt dat de bekleding op het buitentalud bij Wageningen (hmp 0,0 – 22,7) een slechte doorworteling had. De bedekkingsgraad in 2013 was over het algemeen groter dan 70%.

De afgelopen jaren is het waterschap druk bezig geweest met het implementeren van een nieuw beheerregime van de grasmat om het streefbeeld 'Hooiland van klasse H2' te realiseren.

In [13] wordt de volgende classificatie voor de graszodecategorïeën aangehouden:

- **gesloten graszode:** Op het oog continue grasmat gedomineerd door grasblad en met, naar globale visuele inspectie, een representatieve plantafstand minder dan ongeveer 0,1 m, welke in niet meer dan 10% van het oppervlak tot 0,2 m mag bedragen. Er mogen niet meer dan 2 ondiepe (minder dan 0,1 m) beschadigingen per vierkante meter van de grasmat groter dan 0,15 x 0,15 m<sup>2</sup> zijn en gemiddeld over 25 m<sup>2</sup> niet meer dan 5 van zulke gaten.
- **open graszode:** Op het oog continue grasmat gedomineerd door grasblad en met, naar visuele inspectie, een representatieve plantafstand minder dan ongeveer 0,1 m, welke in niet meer dan 25% van het oppervlak tot 0,25 m mag bedragen. Er mogen niet meer dan 2 ondiepe (minder dan 0,1 m) beschadigingen per vierkante meter van de grasmat groter dan 0,15 x 0,15 m<sup>2</sup> zijn en gemiddeld over 25 m<sup>2</sup> niet meer dan 5 van zulke gaten.



- **fragmentarische zode:** Taludbegroeiing met meer dan 25% van het oppervlak plantafstanden groter dan 0,25 m, veelal slechts individuele, losstaande planten, of pollen waartussen eventueel bodembedekkende kleinere planten die geen gesloten grasmat vormen.

De resultaten van grasevaluatie [14] zijn niet makkelijk te vertalen naar de classificatie uit [13]. In deze beoordeling wordt er van uitgegaan dat het streefbeeld voor de Grebbedijk is behaald. In de VTV2006 wordt Hooiland van klasse H2 als matig erosiebestendig beschouwd. In deze beoordeling wordt daarom de classificatie 'open graszode' aangehouden.

De dijk is opgebouwd uit klei. In het grondonderzoek is onderzocht wat de erosiebestendigheid is van de klei in de eerste meter onder de graszode. De resultaten staan in Tabel 8-1 samengevat.

Uit het grondonderzoek blijkt dat de kwaliteit van de klei op het buitentalud niet consistent is. Wel blijkt dat er nagenoeg overal klei aanwezig is in de graszode. In de beoordeling van de grasbekleding wordt uitgegaan van klei met een erosiebestendigheidsklasse C3. Vanwege de heterogeniteit van de erosiebestendigheid wordt uitgegaan van een conservatieve ondergrens.

Tabel 8-1: Resultaten van het bepalen van de erosiebestendigheid van de klei op het buitentalud

Raai	Boring-Monster	Dikte klei [m]	Erosiebestendigheid
1	B202-1	1,0	C1
2	B205-1	0,6 (+0,4 m zand, zwak siltig)	C3
3	B211-1	1,0	C3
4	B214-1	1,0	C3
5	B220-1	1,0	C1
6	B223-1	1,0	C3
7	B229-1	1,0	C3
9	B234-1	1,0	C2
10	B241-1	1,0	C1

## 8.2 Hydraulisch belastingniveau / golfcondities grasbekleding

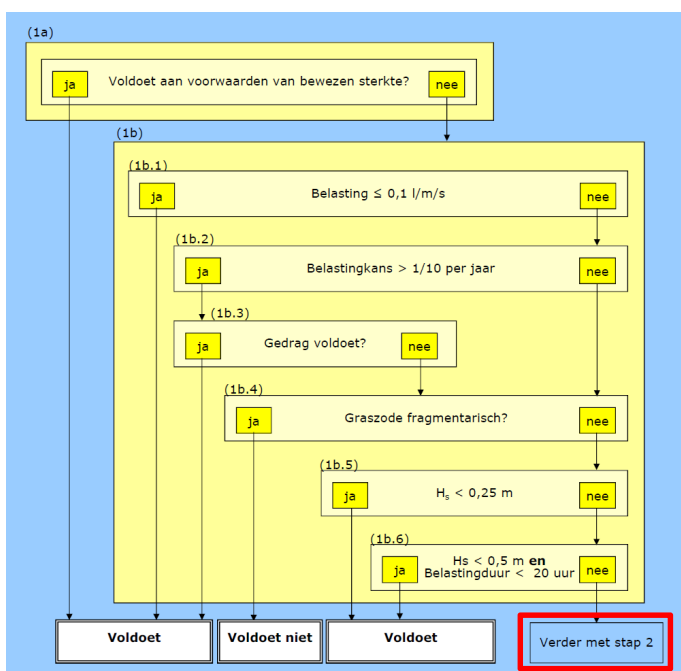
Met Hydra-Zoet zijn de hydraulische belastingen bepaald voor de grasbekleding. Uit deze analyse blijkt dat de golfbelasting aanzienlijk is. De golfbelasting is bepaald voor een frequentie van 1/30.000 per jaar. De golven hebben een significante golfhoogte van ca 0,8 tot 1,0 m en een piekperiode tussen ca 3,4 en 3,6 s veroorzaakt door windsnelheden tot 30 m/s (windkracht 11). Door de zuidelijke oriëntatie is de golfbelastingrelatief hoog.

## 8.3 Beoordeling grasbekleding

De grasbekleding op de waterkeringen in het projectgebied ligt op het deel van het talud dat onder maatgevende omstandigheden wordt belast. De grasbekleding is beoordeeld op erosie van de grasmat en afschuiving van de grasmat. De Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken ten behoeve van het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde [13] biedt vervolgens handzame handvatten om de bekledingen te beoordelen.

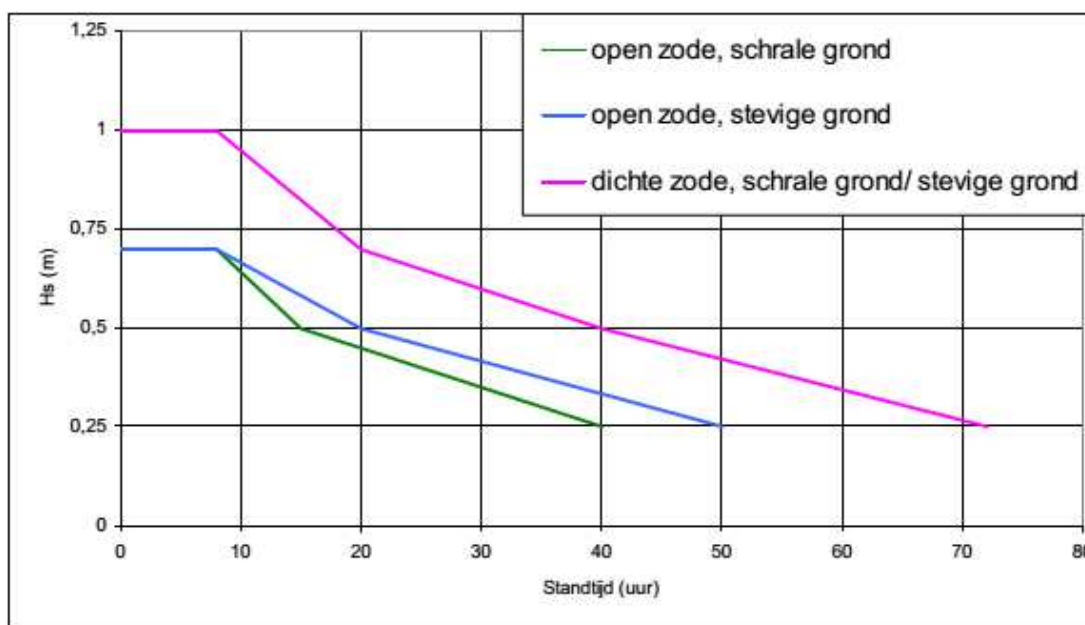
**Erosie buitentalud**

Op basis van de handreiking is de erosie op het buitentalud beoordeeld. In Figuur 8-1 is het gehanteerde schema met eenvoudige toetsregels voor erosie buitentalud weergegeven. Uit het schema volgt dat de Grebbedijk niet volgens de eenvoudige toetsregels beoordeeld kan worden en dat gebruik moet worden gemaakt van Stap 2: gedetailleerde toetsregels omdat de golfhoogte ( $H_s$ ) groter is dan 0,5 m.



Figuur 8-1: Schema eenvoudige toetsregels op Erosie buitentalud [13]

De gedetailleerde beoordeling van de grasbekleding op golfklap maakt gebruik van het standtijdmodel. Dit model is weergegeven in Figuur 8-1.



Figuur 8-2: Standtijd van de toplaag voor verschillende significante golfhoogten, zodekwaliteit en grondsoort [13]

In het standtijdmodel zijn voor drie combinaties van zode kwaliteit en ondergrond de combinatie van golfhoogte en belastingduur uitgezet. De grasbekleding op het buitentalud van de Grebbedijk is te kwantificeren als 'Open zode met stevige ondergrond' (blauwe lijn). Deze grasbekleding kan maximaal een golfhoogte van 0,7 m weerstaan voor een periode van 8 uur. Uit de Hydra Zoet berekeningen blijkt dat de golfhoogtes bij de Grebbedijk tussen de 0,8 en 1,0 m liggen. De golfhoogte is daarmee hoger dan de grasbekleding kan weerstaan.

In [13] wordt aangegeven dat gebruik kan worden gemaakt van het gegeven dat als een grasbekleding voldoet aan de eisen van golfklap, deze ook in de golfoploopzone voldoet mits de sterkte niet significant afneemt met de hoogte van het talud. Van dit laatste is geen sprake. Daarom wordt voor de beoordeling van golfoploop hetzelfde oordeel als voor golfklap aangehouden.

De grasbekleding op het buitentalud krijgt de score **Onvoldoende** voor golfklap en golfoploop.

#### *Afschuiving grasbekleding buitentalud*

Voor de beoordeling van de grasbekleding buitentalud wordt het stappenschema in Figuur 8-2.10 van de VTV2006 [12] doorlopen. Op basis van de eenvoudige beoordeling wordt geconcludeerd dat de bekleding voldoet voor dit deelfaalmechanisme:

- Stap 1.1: De dijk is opgebouwd uit klei en de bekleding ligt daarmee op een kleikern. Hierdoor is er geen gevaar van het afschuiven van de grasbekleding op het buitentalud.

De grasbekleding op het buitentalud krijgt de score **Voldoende** voor afschuiving.

#### *Erosie kruin en binnentalud*

De grasbekleding op het binnentalud is in deze veiligheidsanalyse beschouwd. De beoordeling van de grasbekleding is onderdeel van het faalmechanisme Overloop en overslag.

## 8.4 Resumé

De grasbekleding op het buitentalud is onvoldoende sterk om de maatgevende golfbelasting te kunnen weerstaan. Doordat de significante golfhoogtes voor de Grebbedijk tussen de 0,8 en 1,0 m liggen zou potentieel alleen een grasbekleding met een dichte zode voldoen. De huidige grasbekleding kan niet als dusdanig worden gekwantificeerd waardoor de grasbekleding niet voldoet op het deelfaalmechanisme golfklap. De grasbekleding voldoet wel op het deelfaalmechanisme afschuiving.

Tabel 8-2: Samenvatting resultaten veiligheidsanalyse Beschadiging bekleding en erosie dijklchaam

Dijkvak	Golfklap	Afschuiving
GR 000-011	Onvoldoende	Voldoende
GR 011-013	Onvoldoende	Voldoende
GR 013-022	Onvoldoende	Voldoende
GR 022-033	Onvoldoende	Voldoende
GR 033-043	Onvoldoende	Voldoende
GR 043-054	Onvoldoende	Voldoende

## 9 Kunstwerken

In de Grebbedijk bevinden zich twee waterkerende kunstwerken. Bij Wageningen bevindt zich de uitwateringssluis Witte Sluis en bij de Grebbeberg is de inlaatsluis Grebbesluis aanwezig.

In de derde toetsronde zijn beide kunstwerken goedgekeurd. Tevens zijn beide kunstwerken beoordeeld binnen het project VNK2. De faalkansanalyse die binnen het project VNK2 is uitgevoerd vormt de basis voor de beoordeling in de Nadere Veiligheidsanalyse. De kunstwerken zijn beoordeeld aan de hand van het OI2014 v3. Tevens wordt gebruik gemaakt van het WBI2017 omdat hier aanvullende handvatten worden gegeven voor de beoordeling.

In dit hoofdstuk is tevens de analyse van de kistdam behandeld. Deze bevindt zich aan de westelijke zijde van het projectgebied.

### 9.1 Grebbesluis

De inlaatsluis Grebbesluis ligt in de Grebbedijk nabij de Grebbeberg. De sluis wordt gebruikt om water in te laten vanuit de Nederrijn naar de Grift. De inlaatsluis is uitgevoerd als een kokerconstructie. Voor de koker (1,6 m x 1,6 m) is buitendijks een schuivenschacht aanwezig. De schuivenschacht is gefundeerd op damwanden en de kokerconstructie op palen. In de schuivenschacht zijn twee elektrisch aangedreven verticale schuiven aanwezig. Binnendijks en buitendijks zijn schotbalkspinningen aanwezig, waarin schotbalken geplaatst kunnen worden. De binnendijkse schotbalken dragen niet bij aan de veiligheid, omdat deze een te lage kerende hoogte hebben. De huidige inlaatsluis is in een bestaande oude schutsluis gebouwd. De inlaatsluis is in 1981 gebouwd. De open kerende hoogte ligt op NAP +4,00 m. Het ontwerppeil is niet bekend [18].



Figuur 9-1: Foto's, links uitlaatgedeelte, rechts inlaatgedeelte [18]

#### 9.1.1 Overloop en overslag

Het kunstwerk ligt in het grondlichaam van de dijk. De hoogte van het kunstwerk wordt derhalve reeds beoordeeld in paragraaf 6.6.

#### 9.1.2 Betrouwbaarheid sluiting

De hoofdfunctie van de Grebbesluis is het inlaten van water. De schuiven staan permanent op een kier, zodat een vooraf ingesteld debiet door de inlaatsluis stroomt. Het debiet dat er instroomt wordt permanent gemeten. De schuiven worden automatisch op de juiste hoogte ingesteld om het debiet door te laten. Het instromend debiet varieert tussen de 0 en 2,5 m<sup>3</sup>/s. Er zijn twee schuiven aanwezig, om de veertien dagen wordt er gewisseld van schuif die in bedrijf is.

Bij een waterstand van NAP +8,50 m (NAP +14,25 m bij Lobith) worden beide schuiven gesloten. Deze waterstand komt 1 á 2 keer per 2 jaar voor, gebaseerd op waternormalen.nl. In 1991 is het waterschap de beheerder geworden, daarvoor was provincie Utrecht de beheerder. De Grebbesluis wordt permanent op afstand bediend. De sluis wordt 4 keer per etmaal visueel gecontroleerd of de schuiven werkelijk gesloten zijn, dit gebeurt 24 uur voor een waterstand van NAP +16,15 m bij Lobith [18].

De in VNK2 berekende faalkans van de Grebbesluis op het faalmechanisme Betrouwbaarheid Sluiting is  $7,80 \cdot 10^{-9}$  per jaar. Binnen het project VNK2 is gedetailleerd gekeken naar de Grebbesluis. De kennis uit het project VNK2 vormt de basis voor de beoordelingen in het OI2014 en het WBI2017. Derhalve kan dit resultaat goed worden gebruikt in deze beoordeling.

De eis uit het OI2014 v3 voor betrouwbaarheid sluiting is  $6,67 \cdot 10^{-7}$  per jaar. De Grebbesluis voldoet aan deze eisen.

### 9.1.3 Piping

De Grebbesluis kokerconstructie van de Grebbesluis ligt in een slecht doorlatende laag. De constructie is op palen gefundeerd. Door de slecht doorlatende laag is er geen duidelijk intredepunt. In [18] is een conservatieve berekening uitgevoerd met een intredepunt voor het kunstwerk. De berekende faalkans voor piping is:  $1,11 \cdot 10^{-8}$  per jaar. Voor de Grebbesluis geldt een eis van  $3,33 \cdot 10^{-7}$  per jaar en de sluis **voldoet** daarmee aan de eisen.

### 9.1.4 Sterkte en stabiliteit

Voor sterkte en stabiliteit van het kunstwerk worden in het OI2014 v3 geen specifieke eisen gesteld. Verwacht wordt dat een kunstwerk dat is ontworpen op basis van gevolgklasse 3 uit de Eurocode voldoende veilig is.

In het project VNK2 zijn de keermiddelen van de Grebbesluis herberekend en gebruikt in de faalkansanalyse. Uit [18] blijkt dat de faalkans van de Grebbesluis voor het mechanisme sterkte en stabiliteit  $2,53 \cdot 10^{-9}$  per jaar is.

Het falen van de keermiddelen van de Grebbesluis is het maatgevende deelfaalmechanisme. De wordt als erg stabiel gezien door zijn afmetingen. Ook aanvaringen zijn door de locatie niet mogelijk.

De Grebbesluis voldoet aan de eisen van Sterkte en stabiliteit.

### 9.1.5 Resumé

In de studie Veiligheid van Nederland in Kaart zijn de faalkansen van de Grebbesluis op een gedetailleerde manier bepaald. Deze analyse is nog steeds toepasbaar. Zeker omdat de waterstandstatistiek volgens het OI2014 v3 gunstiger is geworden dan in VNK2 is aangehouden. De Grebbesluis voldoet aan de eisen van Betrouwbaarheid sluiting, Piping en Sterkte en stabiliteit.

De Grebbesluis is niet afzonderlijk beoordeeld op Overloop en overslag aangezien de kerende hoogte door het dijklichaam wordt gevormd. In het dijkenspoor is geconcludeerd dat het kritieke overslagdebiel wordt overschreden en de dijk derhalve niet voldoet. Dit geldt ook voor de situatie bij de Grebbesluis.

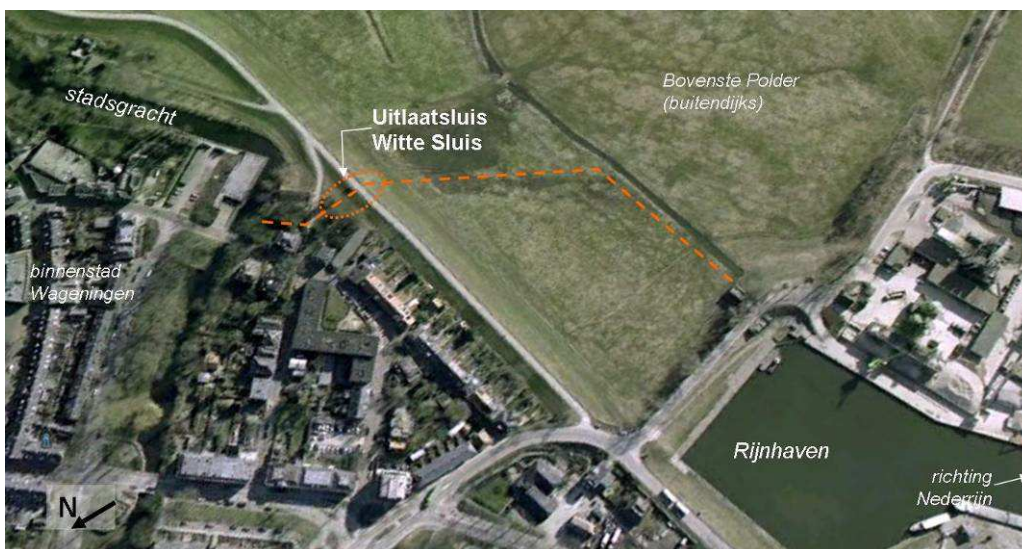


Tabel 9-1: Samenvatting resultaten veiligheidsanalyse Grebbesluis

Faalmechanisme	Score
Overloop en overslag	zie dijkenloop
Betrouwbaarheid sluiting	Voldoende
Piping	Voldoende
Sterkte en stabiliteit	Voldoende

## 9.2 Witte Sluis

De Witte Sluis ligt in de Grebbedijk bij Wageningen. De sluis voert overtalig water uit de stadsgracht af naar de Rijnhaven. De Witte Sluis is in 1926 aangepast en in 1996 gerenoveerd. Door het oude kunstwerk zijn twee leidingen gelegd. Ter plaatse van het dijklichaam bevinden zich de terugslagkleppen en schuifafsluiters. De leidingen zijn aangebracht in een betonnen leidingkoker. In het voorland is deze leidingkoker (juist) zichtbaar boven maaiveld. Via de leidingkoker wordt er water afgevoerd naar het buitendijks gelegen gemaal Pabstendam. Via dit gemaal wordt het water uitgeslagen op de Rijnhaven. Pabstendam bemaalt normaal gesproken de Bovenste Polder (buitendijks) [17].



Figuur 9-2: Witte Sluis, binnenwater stadgracht van Wageningen, buitenwater Rijnhaven. Leidingtracé in voorland met stippellijn weergegeven

### 9.2.1 Overloop en overslag

Het kunstwerk ligt in het grondlichaam van de dijk. De hoogte van het kunstwerk wordt derhalve reeds beoordeeld in paragraaf 6.1.

### 9.2.2 Betrouwbaarheid sluiting

De twee leidingen hebben beide een terugslagklep en een schuifafsluiter. Het gebruik en de bediening is hieronder samengevat [17]:

- Normaal gesproken is één van de twee leidingen permanent gesloten (klep en schuif). De andere leiding sluit door de terugslagklep automatisch.
- Bij hoogwater wordt de (laatste) schuifafsluiter dichtgedraaid, bij peil Nederrijn NAP+9,0m. Bij dit peil staat de buitendijks gelegen Bovenste Polder nog niet onder water.
- Sluiten van de schuifafsluiter vindt 0,5 tot 1 maal per jaar plaats

- In het calamiteitplan is een bedienprotocol opgenomen. De schuifafsluiter wordt met de hand gesloten.
- Het streefpeil aan de binnenzijde bedraagt NAP+8,52m. Daarnaast is er een minimaal peil van ca. NAP+7,0m gegeven.

De in VNK2 berekende faalkans van de Witte Sluis op het faalmechanisme Betrouwbaarheid Sluiting is  $1,62 \cdot 10^{-8}$  per jaar. Binnen het project VNK2 is gedetailleerd gekeken naar de Witte Sluis. De kennis uit het project VNK2 vormt de basis voor de beoordelingen in het OI2014 en het WBI2017. Derhalve kan dit resultaat goed worden gebruikt in deze beoordeling.

De eis uit het OI2014 v3 voor betrouwbaarheid sluiting is  $6,67 \cdot 10^{-7}$  per jaar. De Witte Sluis voldoet aan deze eisen.

### 9.2.3 Piping

Onder de Witte Sluis zijn twee kwelschermen aangebracht die in totaal een verticale kwelweg van 23,6 m leveren. De horizontale kwelweg is 49,2 m. De kwelschermen steken 4,5 m in het dijklichaam ter voorkoming van achterlooptheid.

In het project VNK2 is een zeer kleine faalkans voor piping berekend:  $7,45 \cdot 10^{-9}$  per jaar. Voor de Witte Sluis geldt een eis van  $3,33 \cdot 10^{-7}$  per jaar en de sluis **voldoet** daarmee aan de eisen.

### 9.2.4 Sterkte en stabiliteit

Voor sterkte en stabiliteit van het kunstwerk worden in het OI2014 v3 geen specifieke eisen gesteld. Verwacht wordt dat een kunstwerk dat is ontworpen op basis van gevolgklasse 3 uit de Eurocode voldoende veilig is.

De Witte Sluis is in 1996 gerenoveerd. De ontwerpwaterstanden zijn niet significant anders dan de nieuwe waterstanden. In het project VNK2 is geconcludeerd dat het faalmechanisme Sterkte en stabiliteit geen maatgevend faalmechanisme is op basis van een eenvoudige analyse.

In deze beoordeling wordt geconcludeerd dat de Witte Sluis voldoet aan de eisen t.a.v. sterkte en stabiliteit.

### 9.2.5 Resumé

In de studie Veiligheid van Nederland in Kaart zijn de faalkansen van de Witte Sluis op een gedetailleerde manier bepaald. Deze analyse is nog steeds toepasbaar. Zeker omdat de waterstandstatistiek volgens het OI2014 v3 gunstiger is geworden dan in VNK2 is aangehouden. De Witte Sluis voldoet aan de eisen van Betrouwbaarheid sluiting, Piping en Sterkte en stabiliteit.

De Witte Sluis is niet afzonderlijk beoordeeld op Overloop en overslag aangezien de kerende hoogte door het dijklichaam wordt gevormd. In het dijkspoor is geconcludeerd dat het kritieke overslagdebiet wordt overschreden en de dijk derhalve niet voldoet. Dit geldt ook voor de situatie bij de Witte Sluis.

Tabel 9-2: Samenvatting resultaten veiligheidsanalyse Witte Sluis

Faalmechanisme	Score
Overloop en overslag	zie dijken <span style="color: red;">spoor</span>
Betrouwbaarheid sluiting	Voldoende
Piping	Voldoende
Sterkte en stabiliteit	Voldoende

### 9.3 Kistdam hmp 52-53,4

Aan de westelijke zijde van de Grebbedijk, tussen hmp 52 en 53,4, wordt de waterkering gevormd door een kistdam. In 2011 is deze constructie beschouwd door Teeuw Grondmechanica v.o.f. [21]. Deze beschouwing is gebruikt voor de Nadere Veiligheidsanalyse. De kenmerken van de kistdamconstructie zijn als volgt:

- Damwand rivierzijde: AZ18 (of gelijkwaardig) met lengte van 17 m<sup>7</sup> (NAP +12,5 m tot -4,5 m);
- Damwand landzijde: AZ13 (of gelijkwaardig) met lengte van 12 m (NAP +12,5 m tot +0,5 m);
- Beide wanden zijn aan elkaar verankerd d.m.v. ankers op NAP +11,4 m;

Voor de analyse in 2011 zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Waterstand in kistdam gelijk aan NAP +11,6 m;
- Verkeersbelasting op de kruin van 13 kN/m<sup>2</sup> over breedte van 2,5 m;
- Wegconstructie ter plaatse van de kruin van de dijk;

Beschouwing stabiliteit Buitenwaarts:

- Waterstand rivierzijde: NAP +5,9 m;
- Waterstand landzijde: NAP +5,65 m;

Beschouwing stabiliteit Binnenwaarts:

- Waterstand rivierzijde: NAP +11,94 m;
- Waterstand landzijde: NAP +5,65 m.

Deze uitgangspunten worden voor de Nadere veiligheidsanalyse voldoende conservatief geacht, de beschouwde waterstand is hoger dan het peil dat voor de controle van de stabiliteit is gebruikt. Uit de analyse blijkt dat de taluds aan beide zijden van de kistdam onvoldoende stabiel zijn. Daarom is de verdere analyse uitgegaan van afgeschoven taluds (rest profielen).

De stabiliteit van de kistdam is beschouwd op basis van de regels zoals opgenomen in de Leidraad Kunstwerken. In het OI2014 v3 staat het volgende over het berekenen van langsconstructies.

*Beoordeling van langsconstructies binnen OI2014 gebeurt in principe aan de hand van de groene versies van ontwerprichtlijnen door Deltares opgesteld.*

Hierbij wordt nog gewoon met gedraineerde parameters gerekend. De door Teeuw uitgevoerde analyse sluit wat dat betreft aan bij de Nadere Veiligheidsanalyse.

In 2011 voldeed de kistdam aan de gestelde stabiliteitseis. Uitgaande van de voldoende conservatieve uitgangspunten en de gehanteerde waterstand wordt dit resultaat overgenomen in deze beoordeling.

<sup>7</sup> In de ontwerptekeningen en de vergunningsaanvraag is een lengte van 20 m aangegeven. Hier zit dus nog extra veiligheid.



Piping is beoordeeld op basis van de formules van Lane. Deze methode wordt in OI2014 voor constructies nog steeds toegepast. Uitgaande van een planklengte van 17 m voldeed de kistdam net op piping. Bij extra lengte van de damwand (zie voetnoot) zal de constructie ruim voldoen.

De kistdam wordt als Voldoende veilig beoordeeld.

Aanbevolen wordt om in de volgende fase de kistdam in meer detail te beschouwen als onderdeel van de ontwerpogave.

### 9.3.1 Resumé

De kistdam op het tracé hmp 52-53,4 is in 2011 beoordeeld. In deze beoordeling zijn conservatieve uitgangspunten gehanteerd waarbij de kistdam nog steeds aan de eisen van piping en macrostabiliteit voldeed. Deze beoordeling is nog steeds toepasbaar.

Voor de toetssporen overloop en overslag, stabiliteit voorland, microstabiliteit en grasbekleding wordt verwezen naar het dijkenloop. In dit spoor is beoordeeld dat de waterkering onvoldoende kerende hoogte heeft en dat de grasbekleding niet voldoet.

Tabel 9-3: Samenvatting resultaten veiligheidsanalyse kistdam hmp 52-53,4

Faalmechanisme	Score
Overloop en overslag	zie dijkenloop
Piping	Voldoende
Macrostabiliteit binnenwaarts	Voldoende
Macrostabiliteit buitenwaarts	Voldoende
Stabiliteit voorland	zie dijkenloop
Microstabiliteit	zie dijkenloop
Grasbekleding	zie dijkenloop

## 10 Niet waterkerende objecten

In dit hoofdstuk zijn de niet-waterkerende objecten beschouwd. Binnen het projectgebied liggen diverse niet-waterkerende objecten op, in of direct naast de waterkering, zoals bebouwing, kabels & leidingen en begroeiing. Dergelijke objecten hebben geen waterkerende functie, maar kunnen door hun ligging wel (onbedoeld) onderdeel zijn geworden van de sterkte van de waterkering. In principe zijn dergelijke objecten vergunningplichtig en worden deze zo aangelegd dat ze geen ongewenste bijdrage leveren aan de veiligheid van de waterkering.

In het OI2014 v3 worden geen eisen ten aanzien van de niet-waterkerende objecten geformuleerd. De niet-waterkerende objecten zijn echter niet maatgevend voor de scope van de dijkversterking. Dergelijke objecten zullen indien nodig moeten worden ingepast, aangepast of verwijderd in de dijkversterking.

In de onderstaande beoordeling wordt gebruik gemaakt van de 3<sup>e</sup> Veiligheidstoetsing Grebbedijk – Niet waterkerende objecten [19].

In het kader van de inpassing, aanpassing of verwijdering in de dijkverbetering is het van belang te weten welke objecten aanwezig zijn in de keringen in het projectgebied.

### 10.1 Begroeiing

Het omvallen van bomen kan potentieel negatief zijn voor piping aangezien er kortsluiting kan ontstaan door de wortels of door het omvallen van de boom. Echter de waterkeringen zijn reeds afgekeurd op piping en daarom hebben de bomen geen effect op de uitkomst van de veiligheidsanalyse.

Indien bomen op of dicht bij het buitentalud staat kunnen deze een negatief effect hebben op de macrostabiliteit berekening buitenwaarts. Als de bomen omvallen is er namelijk minder passieve weerstand aanwezig binnen de glijcirkel.

In [19] staat het volgende beschreven over de kwaliteit van de bomen:

*“De kwaliteit van 43 individuele bomen, de bomenrij en de boomgroep is voldoende tot goed. Van 15 bomen is de kwaliteit matig. Hierbij is sprake van lange, overbelaste takken, een overbelaste stam of is er dood hout in de kroon van de boom aanwezig. Van 5 bomen is de kwaliteit slecht tot zeer slecht vanwege ziekte, het vertonen van afstervingsverschijnselen en het ontbreken van bovengrondse groeiruimte. Voor 5 bomen is aanvullend onderzoek noodzakelijk omdat ze een holte in de stamvoet hebben, aangetast zijn door plakoksels, inrotting en zwavelzwam. Van twee bomen moet de stabiliteit onderzocht worden aangezien ze een groeireactie vertonen die kan duiden op instabiliteit.”*

De bomen kunnen een negatief effect hebben op de erosiebestendigheid van de grasbekleding. Door het nieuwe gevoerde beheer is de verwachting dat de probleemlocaties zijn verbeterd.

Door een storm kan een boom omgeworpen worden, dit kan leiden tot een ontgrondingskuil wat negatieve gevolgen kan hebben voor de stabiliteit van de dijk. Aangezien de bomen veel groeiruimte hebben, hebben de bomen naar verwachting een goede beworteling. Een storm zal daardoor eerder tot tak- of stambreuk leiden.

Doordat de dijk op grote delen is afgekeurd op macrostabiliteit en piping moet in de dijkversterking rekening worden gehouden met de bomen en eventuele ontgrondingskuilen.

## 10.2 Bebouwing

Op verschillende plaatsen langs de dijk is bebouwing aanwezig in of nabij het buitentalud. In eerdere toetsrondes is beoordeeld dat deze bebouwing geen negatief effect op de dijk heeft aangezien bij de laatste dijkversterking damwanden zijn aangebracht bij bebouwing waar mogelijke problemen zijn.

In deze fase is er voor gekozen om niet in meer detail te kijken naar het veiligheidsoordeel van de bebouwing aangezien de dijk reeds niet voldoet op andere faalmechanismen (piping en stabiliteit). In het ontwerp van de dijkversterking dient nader te worden gekeken naar het effect van de bebouwing en de inpassing daarvan.

Aandachtspunt uit de derde toetsronde was een voormalige woning aan de Nude 9 (nabij hmp 14,5). Deze woning is afgebroken, maar het is niet bekend hoe deze is verwijderd en of er eventueel funderingsresten zijn achtergebleven.

## 10.3 Kabels en leidingen

In de derde toetsronde zijn de kabels en leidingen beoordeeld. De resultaten uit [19] zijn in de onderstaande tabellen overgenomen.

Tabel 10-1: Beoordeling kruisende leidingen uit [19]

dp [nr.]	type	ontwerp- tekening	berekening	beheer en onderhoud	toetsresultaat [score]	vervolgstappen
0	pers	ja	ja	onbekend	voldoende	
8,3	rioolpers	ja	nee	onbekend	voldoende	
11	water	nee	nee	onbekend	voldoende	
11	ld gas	nee	nee	onbekend	voldoende	
13,4	rioolpers	ja	ja	onbekend	voldoende	
13,7	ld gas	ja	ja	onbekend	voldoende	
13,7	hd gas	nee	nee	onbekend	geen oordeel	verzamelen gegevens leiding door onderzoek op locatie in overleg met de beheerder
14	water	nee	nee	onbekend	voldoende	
40	water	ja	ja	onbekend	voldoende	
40	gas	ja	nee	onbekend	voldoende	

Tabel 10-2: Beoordeling parallelle leidingen uit [19]

dp [nr.]	type	ontwerp- tekening	berekening	beheer en onderhoud	toetsresultaat [score]	vervolgstappen
12-14	hd gas	nee	nee	onbekend	geen oordeel	verzamelen gegevens leiding door onderzoek op locatie in overleg met de beheerder
13,7-14,2	ld gas	nee	nee	onbekend	voldoende	

Tabel 10-3: Beoordeling kruisende mantelbuizen uit [19]

dp [nr.]	type	ontwerp- tekening	berekening	beheer en onderhoud	toetsresultaat [score]	vervolgstappen
11	mantel	nee	nee	onbekend	voldoende	
14,2	mantel	nee	nee	onbekend	voldoende	
22,5-I	mantel	nee	nee	onbekend	voldoende	
22,5-II	mantel	nee	nee	onbekend	voldoende	
44	mantel	nee	nee	onbekend	voldoende	
50,4-I	mantel	nee	nee	onbekend	voldoende	
50,4-II	mantel	nee	nee	onbekend	voldoende	

Sinds 2005 zijn er kabels en leidingen aangelegd nabij de Grebbedijk. Voor deze kabels en leidingen is een vergunning afgegeven en het ontwerp en de aanleg is conform de vigerende leidraden gedaan.

Tabel 10-4: Kabels en leidingen die na 2005 zijn aangelegd en waarvoor een vergunning is verleend tot aan 2009\*

jaar	vergunning nummer	beschrijving	toetsresultaat [score]
2005	4295	NUON, boring hoge + lage drukleiding te Wageningen (gasstation)	goed
2007	7034	NUON, kabels/leidingen Nude 42 Grebbedijk 30 Vijver	goed
2008	73	NUON, kabels/leidingen Nudepark 73 <sup>A</sup>	goed
2008	855	NUON, waterleiding Rustenburg	goed
2008	856	NUON, kabels/leidingen Rustenburg	goed
2008	2922	KPN, kabels Blauwe Kamer	goed
2009	1106	KPN, leiding Grebbedijk 13	goed

\* Dit overzicht is bepaald op basis van de beschikbare informatie. Het is zeer aannemelijk dat na 2009 aanvullende vergunningen zijn verleend door het waterschap. Deze dienen in de verkenningsfase te worden uitgezocht.

Op twee HD Gas leidingen na voldoen de kabels en leidingen aan de gestelde eisen. In de versterking moet nader onderzocht worden wat de status van alle kabels en leidingen is.



## 11 Hoekpuntenanalyse: Effecten van (beleids)keuzes

In dit hoofdstuk worden de effecten van de (beleids)keuzes op de versterkingsopgave van de Grebbedijk inzichtelijk gemaakt. In hoofdstuk 2 is ingegaan op de keuzes die worden beschouwd. Deze keuzes vormen de zogenaamde hoekpunten van de veiligheidsanalyse en geven een eerste inzicht in de bandbreedte van de oplossingsrichtingen die in de Verkenningfase nader onderzocht dient te worden. De volgende (beleids)keuzes zijn onderzocht:

- Begrenzing debiet Nederrijn
- Kritiek overslagdebiet
- Grebbedijk extra veilig

### 11.1 Begrenzing debiet Nederrijn

In hoofdstukken 2 en 5 is ingegaan op het effect van de beleidskeuze om het debiet van de Nederrijn te begrenzen bij afvoeren bij Lobith groter dan 16.000 m<sup>3</sup>/s. Dit betekent dat er niet meer dan 3.380 m<sup>3</sup>/s over de Nederrijn kan stromen. De bijbehorende waterstandstatistiek is het uitgangspunt voor de voorliggende Nadere veiligheidsanalyse.

Het beleidsvoornemen Begrenzing debiet Nederrijn leidt tot mogelijke onzekerheden in de waterstandstatistiek. Het is namelijk mogelijk dat het beleidsvoornemen niet wordt geëffectueerd of dat de inzet van de nieuwe regelwerken minder betrouwbaar is. Dit kan leiden tot hogere waterstanden. Het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn' wordt als basis voor de Nadere veiligheidsanalyse gebruikt.

In de hoekpuntenanalyse wordt ook het scenario 'Maximale inzet huidige regelwerken' beschouwd. In dit scenario kan het debiet op de Nederrijn oplopen tot 3.510 m<sup>3</sup>/s wat bij de Grebbedijk leidt tot een waterstandsverhoging van 0,15 m ten opzichte van het beleidsvoornemen 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Voor de Grebbedijk betekent het scenario 'Maximale inzet huidige regelwerken' een verhoging van de waterstand van 0,15 m. Het effect van deze hogere waterstand is beschouwd voor de resultaten van Overloop en overslag en Macrostabieliteit binnenwaarts.

#### 11.1.1 Overloop en overslag

In Tabel 11-1 zijn de resultaten van de analyse op Overloop en overslag weergegeven indien de Nederrijn niet wordt ontzien en het scenario 'Huidige afvoerverdeling' wordt aangehouden. Het verschil in hoogtepoging tussen de scenario's Nederrijn ontzien en Huidige afvoerverdeling is weergegeven in Tabel 11-2. Dit is het verschil tussen Tabel 6-1 en Tabel 11-1.

Tabel 11-1: Resultaat van de analyse op Overloop en overslag voor de zichtjaren 2035 en 2075 voor het scenario 'Maximale inzet huidige regelwerken'.

Dijkvak	Lengte	Zichtjaar 2035 Dijklengte lager dan HBN [m] bij overslagdebiet [l/s/m]				Zichtjaar 2075 Dijklengte lager dan HBN [m] bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	1100	1100	1100	1100	1000	1100	1100	1100	1100
GR011-013	200	200	200	100	0	200	200	200	100
GR013-022	900	0	0	0	0	0	0	0	0
GR022-033	1100	1100	1100	250	0	1100	1100	1000	200
GR033-043	1000	1025	1025	650	0	1025	1025	975	250
GR043-054	1100	1050	1050	1050	925	1050	1050	1050	1025
<b>Totaal</b>	<b>5400</b>	<b>4500</b>	<b>4500</b>	<b>3200</b>	<b>1925</b>	<b>4500</b>	<b>4500</b>	<b>4375</b>	<b>2750</b>

Tabel 11-2: Verschil in hoogteopgave tussen de scenario's 'Begrenzing debiet Nederrijn' en 'Maximale inzet huidige regelwerken'

Scenario	Zichtjaar 2035 Dijklengte lager dan HBN [m] bij overslagdebiet [l/s/m]				Zichtjaar 2075 Dijklengte lager dan HBN [m] bij overslagdebiet [l/s/m]			
	0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
Begrenzing debiet Nederrijn	4500	4400	2050	350	4500	4500	2825	1875
Max. inzet huidige regelwerken	4500	4500	3200	1925	4500	4500	4375	2750
<b>Verschil</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>1150</b>	<b>1575</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1550</b>	<b>875</b>

Het scenario Begrenzing debiet Nederrijn leidt tot een kleinere hoogte opgave dan het scenario Maximale inzet huidige regelwerken. Voor de kleinere overslagdebieten (0,1 en 1,0 l/m/s) is er nagenoeg geen verschil in te versterken meters aangezien de hele Grebbedijk dan versterkt moet worden. Voor de hogere overslagdebieten van 5 en 10 l/m/s is het verschil ongeveer 1500 meter. De hoogteopgave is uiteraard voor het scenario Maximale inzet huidige regelwerken wel 0,15 m groter.

### 11.1.2 Macrostabieliteit binnenwaarts

De analyse op macrostabieliteit binnenwaarts in hoofdstuk 7 is gedaan met de waterstanden horende bij het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'. Om het effect van deze keuze inzichtelijk te maken is voor profiel 20 een analyse gemaakt met de waterstanden volgens het scenario 'Maximale inzet huidige regelwerken' door de buitenwaterstand met 0,15 m te verhogen.

Tabel 11-3: Resultaten van de gevoeligheidsanalyse: verhoging van de MHW met 0,15 m. Voor het Mohr Coulomb model (MC) en het Critical State Soil Mechanics model (CSSM), getoetst aan een veiligheidsfactor behorende bij een schematiseringsfactor van 1,2.

Dijkvak	Profiel	STBI / STBU	MC / CSSM	Begrenzing debiet Nederrijn	Max. inzet huidige regelwerken	SF bij ( $\gamma_r$ 1,0)	SF bij ( $\gamma_r$ 1,2)
0-11	20	STBI	CSSM	0,83	0,83	1,28	1,53
0-11	20	STBI	MC	1,11	1,11	1,24	1,49

In Tabel 11-3 zijn de resultaten voor profiel 20 gegeven voor de scenario's 'Ontzien Nederrijn' en 'Huidige afvoerverdeling'. De verhoging van de buitenwaterstand heeft geen effect op de berekende stabiliteitsfactor. De belangrijkste verklaringen hiervoor zijn:

- Het verhogen van het MHW met 0,15 m heeft geen invloed op de hoogte van de freatische lijn de kern van de waterkering.  
*Dit komt door de conservatieve aanname van de freatische lijn volgens waterspanningen bij dijken. Deze aanpak is voor kleidijken onafhankelijk van de hoogte van het MHW. Een tijdsafhankelijke stromingsanalyse kan beter inzicht geven in het verloop van de freatische lijn bij verschillende periodes van hoog water.*
- Het verhogen van het MHW heeft wel invloed op de gehanteerde stijghoogte.  
*Deze invloed is echter beperkt door de gehanteerde grenspotentiaal bij het uittredepunt. Enkel de stijghoogtelijn onder de waterkering zal iets hoger worden. Voor de buitenwaartse stabiliteit heeft het verhogen van de MHW bijna geen invloed. Enkel het startpunt van de freatische lijn zal iets hoger zijn.*

De schematisatie verandert nauwelijks. Het is daarom de verwachting dat de resultaten voor profiel 20 ook gelden voor de rest van de Grebbedijk.

## 11.2 Kritiek overslagdebiet

De ontwerpkeuze voor het kritieke overslagdebiet is van groot belang voor de benodigde kerende hoogte van de Grebbedijk. In hoofdstuk 6 is dit reeds inzichtelijk gemaakt voor de huidige dijk. Ook in paragrafen 5.4 en 11.1.1 wordt hierop ingegaan. In deze paragraaf wordt gekeken naar de benodigde ontwerphoogte voor het zichtjaar 2075 zoals gepresenteerd in Tabel 5-13.

In Tabel 11-4 is voor ieder dijkvak aangegeven wat het verschil in benodigde kruinhoogte is ten opzichte van het referentieniveau van een kritiek overslagdebiet van 5 l/m/s. De keuze voor 5 l/m/s is arbitrair maar is een redelijk ontwerpuitgangspunt gezien de discussies in den lande omtrent dit punt.

Tabel 11-4: Verschil in benodigde dijkhoogte voor verschillende hydraulische belasting niveaus ten opzichte van het kritieke overslagdebiet 5,0 l/m/s [m] voor het zichtjaar 2075

Dijkvak	Lengte	0,1 l/s/m	1,0 l/s/m	5,0 l/s/m	10,0 l/s/m
GR000-011	1100	+1,10	+0,44	0,00	-0,20
GR011-013	200	+0,94	+0,38	0,00	-0,16
GR013-022	900	0,00	0,00	0,00	0,00
GR022-033	1100	+0,77	+0,31	0,00	-0,13
GR033-043	1000	+0,97	+0,38	0,00	-0,17
GR043-054	1100	+1,03	+0,41	0,00	-0,18

Uit Tabel 11-4 blijkt dat indien een kritiek overslagdebiet van 0,1 l/m/s wordt aangehouden in plaats van 5 l/m/s, de Grebbedijk met circa 0,8 tot 1,1 m extra moet worden verhoogd. Bij een overslagdebiet van 1 l/m/s in plaats van 5 l/m/s dient de dijk met circa 0,3 tot 0,4 m hoger te worden aangelegd.

De ontwerphoogte van de dijk kan met circa 0,1 tot 0,2 m worden verlaagd indien een hoger overslagdebiet van 10 l/m/s wordt aangehouden in plaats van 5 l/m/s.



### 11.3 Grebbedijk extra veilig

In het Deltaprogramma is gesteld dat voor de Grebbedijk de ambitie 'Grebbedijk extra veilig' dient te worden onderzocht. In paragraaf 2.3 zijn hiervoor een drietal scenario's afgeleid:

1. Er wordt een norm beschouwd die een factor 10 veiliger is dan de voorgestelde norm. Hierbij wordt zowel naar hoogte als stabiliteit gekeken.
2. Voor de geotechnische faalmechanismen wordt een norm beschouwd die een factor 10 veiliger is dan de voorgestelde norm. Voor de hoogteopgave wordt de voorgestelde norm beschouwd.
3. Door de faalkansruimte tussen de faalmechanismen te herverdelen kan ook een invulling van het begrip Deltadijk worden verkregen. Door de faalkansruimte voor de geotechnische faalmechanismen zeer klein te maken en de faalkansruimte voor het faalmechanisme overslag en overloop zeer groot te maken ontstaat een zeer sterke en stabiele dijk die in principe alleen faalt door overloop of overslag.

In deze paragraaf wordt in nader detail naar deze scenario's gekeken.

#### 11.3.1 Norm een factor 10 veiliger

In dit scenario wordt de ambitie Grebbedijk extra veilig vertaald naar een norm die een factor 10 veiliger is: 1/1.000.000 per jaar i.p.v. 1/100.000 per jaar. In dit scenario geldt de veiligere norm voor alle faalmechanismen. In deze analyse is alleen gekeken naar het effect op Overloop/overslag, Voor Piping en Macrostabieliteit worden de effecten beschouwd in paragraaf 11.3.2.

##### Overloop/overslag

Voor overloop/overslag betekent een 10 keer veiligere norm dat gekeken moet worden naar hydraulische belastingen met een frequentie van 1/1.250.000 per jaar. Deze berekeningen zijn gemaakt met Hydra Zoet conform de werkwijze in hoofdstuk 5. Opgemerkt wordt dat niet is onderzocht in welke mate het model nog betrouwbare resultaten geeft bij deze frequenties.

Uit de berekeningen voor de zichtjaren 2015, 2050 en 2100 blijkt dat het verschil tussen de hydraulische belastingniveaus van 1/125.000 per jaar en 1/1.250.000 per jaar voor de Grebbedijk een verschil oplevert van circa 0,2 tot 0,4 m. Hierbij geldt dat de verschillen van 0,4 m gelden voor een overslagdebiet van 0,1 l/m/s en dat dit terugloopt naar 0,2 m bij overslagdebieten van 10 l/m/s. Ter illustratie zijn de resultaten weergegeven voor het zichtjaar 2015 in Tabel 11-5. Er zijn nagenoeg geen verschillen tussen de zichtjaren.

Voor het dijkvak GR 013-022 zijn geen verschillen aangezien hier de golfwerking wordt gedempt door het voorland. Het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn' zorgt er ook voor dat de waterstand niet verder kan stijgen en er dus geen verschil optreedt als de norm een factor 10 strenger wordt.

Tabel 11-5: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar 2015 met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequenties van 1/125.000 en 1/1.250.000 per jaar voor scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn'.

Dijkvak	Lengte	Hydraulisch belastingniveau [m NAP] 1/125.000 per jaar Begrenzing debiet Nederrijn Bij overslagdebiet [l/s/m]				Hydraulisch belastingniveau [m NAP] 1/1.125.000 per jaar Begrenzing debiet Nederrijn Bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	1100	13,85	13,22	12,80	12,62	14,21	13,52	13,05	12,84
GR011-013	200	13,29	12,77	12,43	12,29	13,65	13,06	12,65	12,50
GR013-022	900	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
GR022-033	1100	12,97	12,54	12,27	12,16	13,26	12,77	12,45	12,29
GR033-043	1000	13,27	12,73	12,37	12,22	13,63	13,01	12,60	12,42
GR043-054	1100	13,23	12,66	12,28	12,12	13,60	12,96	12,52	12,34

### 11.3.2 Geotechnische faalmechanisme een factor 10 veiliger

#### Ontwerpwaterstanden

Voor de faalmechanismen Piping en Macrostabiteit dient ook gekeken te worden naar de ontwerpwaterstanden bij een factor 10 veiligere norm. Een factor 10 veiligere norm betekent dat de ontwerpwaterstanden bij een frequentie van 1/300.000 per jaar moeten worden bepaald in plaats van 1/30.000 per jaar.

In paragraaf 5.3 is reeds een bandbreedte aan frequenties voor de ontwerpwaterstand aangegeven. Hieruit is op te maken dat er geen stijging is in waterstand indien de frequentie verandert van 1/10.000 per jaar naar 1/100.000 per jaar. Ook de frequentie van 1/300.000 per jaar laat dezelfde waterstanden zien. De oorzaak hiervoor ligt in het feit dat er in de databases van Hydra Zoet reeds rekening is gehouden met het scenario 'Begrenzing debiet Nederrijn' (zie hoofdstuk 2). Het debiet op de Nederrijn wordt daardoor gemaximaliseerd op 3380 m<sup>3</sup>/s. Dit leidt er toe dat een factor 10 strengere norm niet leidt tot hogere ontwerpwaterstanden.

#### Piping

Voor het faalmechanisme piping geldt in principe dat een factor 10 veiligere norm leidt tot strengere eisen voor de deelfaalmechanismen opbarsten, heave en piping. Aangezien er bij de huidige norm reeds sprake is van opbarsten en heave is hier niet nader naar gekeken.

Een factor 10 veiligere norm leidt tot hogere faalkanseisen en daarmee hogere veiligheidsfactoren. Indien de Maximaal Toelaatbare Kans met een factor 10 veiliger wordt: van 1/30.000 naar 1/300.000 per jaar, dan resulteert dat in een toename van 23% in de totale veiligheidsfactor (van 1,82 naar 2,24).

Het effect van deze hogere veiligheidsfactor is beschouwd voor profiel 20 en 133. Indien deze hogere veiligheidsfactor wordt vertaald naar een benodigde kwelweglengte dan neemt deze voor beide profielen met circa 40 m toe. Het tekort aan kwelweglengte neemt dan met circa 35% toe.

#### Macrostabiteit binnenwaarts en buitenwaarts

Een factor 10 veiligere norm resulteert in strengere veiligheidsfactoren voor macrostabiteit binnenwaarts en buitenwaarts. Voor macrostabiteit binnenwaarts leidt de hogere norm tot een toename van circa 8% in de veiligheidsfactor van het CSSM model en van circa 5% in het MC-model. Voor macrostabiteit buitenwaarts neemt de veiligheidsfactor met circa 9% toe.

Uit de veiligheidsanalyse blijkt dat voor alle profielen bij beschouwing van de stabiliteit binnenwaarts, niet aan de norm wordt voldaan. Bij een hogere norm, en daarmee strengere eisen, zal ook niet aan de eis worden voldaan.

Voor stabiliteit buitenwaarts geldt dat de profielen voldoen aan de eis wanneer met de gedraineerde parameters wordt gerekend. Bij toepassing van het CSSM model wordt ook hier niet aan de (hogere) eis voldaan.

### 11.3.3 Herverdeling faalkansruimte

Een interpretatie van het begrip 'Deltadijk' is een overstroombare dijk. Dit is een dijk waar bij normcondities water over de dijk mag lopen maar waarbij de dijk niet mag falen op geotechnische faalmechanismen en/of bekleding. Dit kan worden vormgegeven door de faalkansruimtes van de verschillende faalmechanismen anders te verdelen dan is weergegeven in Tabel 3-2.

In deze analyse wordt er van uitgegaan dat de faalkansruimte voor Overloop en golfoverslag gelijk wordt aan 100%. Dit is een absolute bovengrens die in werkelijkheid niet gehaald kan worden aangezien er altijd een klein percentage voor de overige faalkansen moet worden gereserveerd. Echter door de faalkansruimte op 100% te houden, ontstaat een goed beeld van de minimaal benodigde kruinhoogte.

Een faalkansruimte van 100% resulteert in een herhalingstijd van 1/30.000 per jaar in plaats van 1/125.000 per jaar. In Tabel 11-6 zijn zowel de hydraulisch belastingniveaus voor een frequentie van 1/125.000 per jaar (zie paragraaf 5.4) als voor 1/30.000 weergegeven voor vier verschillende overslagdebieten.

Een faalkansruimte voor overloop en golfoverslag van 100% in plaats van 24% resulteert in hydraulisch belastingniveaus die circa 0,1 tot 0,2 m lager liggen. Hierbij wordt het verschil kleiner naarmate het overslagdebiet groter wordt.

Tabel 11-6: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar 2050 met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/125.000 per jaar (links) en voor 1/30.000 per jaar (rechts) voor scenario Ontzien Nederrijn.

Dijkvak	Lengte	Hydraulisch belastingniveau [m NAP] 1/125.000 per jaar (faalkansruimte 24%) Bij overslagdebiet [l/s/m]				Hydraulisch belastingniveau [m NAP] 1/30.000 per jaar (faalkansruimte 100%) Bij overslagdebiet [l/s/m]			
		0,1	1,0	5,0	10,0	0,1	1,0	5,0	10,0
GR000-011	1100	14,04	13,39	12,95	12,76	13,81	13,20	12,79	12,62
GR011-013	200	13,49	12,94	12,57	12,42	13,26	12,76	12,43	12,29
GR013-022	900	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
GR022-033	1100	13,14	12,69	12,38	12,26	12,95	12,54	12,27	12,16
GR033-043	1000	13,46	12,89	12,51	12,35	13,24	12,72	12,37	12,22
GR043-054	1100	13,42	12,82	12,42	12,25	13,19	12,64	12,28	12,12

## 11.4 Resumé

De hoekpuntenanalyse geeft inzicht in de verschillende (beleids)keuzen die gemaakt moeten worden bij het ontwerp van de Grebbedijk. Hierbij zijn drie hoekpunten onderzocht:

1. De hoekpunt 'Ontzien Nederrijn/Lek' versus de 'Huidige afvoerverdeling' leidt tot een waterstandsverlaging van 0,15 m. Het verschil van 0,15 m in waterstand werkt ook door in het

hydraulisch belastingniveau en daarmee de benodigde kruinhoogte. Voor de versterkingsopgave betekent dit dat er bij de huidige afvoerverdeling 1500 strekkende meter dijk aanvullend versterkt moet worden bij overslagdebieten van 5 of 10 l/m/s.

Ten aanzien van macrostabiliteit en piping is het effect van 0,15 m lagere waterstand relatief klein.

2. Het toestaan van een groter **kritiek overslagdebiet** leidt tot een lagere benodigde kruinhoogte dan wanneer kleinere kritieke overslagdebieten worden aangehouden. Voor de Grebbedijk betekent het toestaan van 5 l/m/s in plaats van 1,0 l/m/s dat de kruinhoogte met circa 0,4 m kan worden verlaagd. Indien het overslagdebiet nog verder wordt verhoogt naar 10 l/m/s dan wordt kan de benodigde kruinhoogte met nog circa 0,1 tot 0,2 m extra worden verlaagd.
3. Het hanteren van een norm die een factor 10 veiliger is om de ambitie '**Grebbedijk extra veilig**' inzichtelijk te maken leidt tot een 0,2 tot 0,4 m hogere benodigde kruinhoogte. Voor piping en macrostabiliteit betekent dit dat de veiligheidsfactoren strenger worden. Voor piping is dit circa 23% en voor macrostabiliteit 5 tot 9%. Voor piping resulteert de hogere veiligheidsfactor in circa 40 m extra benodigde kwelweglengte.

Het aanpassen van de faalkansruimte kan ook worden gebruikt voor de ambitie Grebbedijk extra veilig. Indien nagenoeg de gehele faalkansruimte voor het faalmechanisme overloop en overslag wordt gebruikt wordt de te beschouwen terugkeertijd voor overloop en golfoverslag 1/30.000 per jaar in plaats van 1/125.000 per jaar. De hydraulische belastingniveaus liggen dan ca 0,1 tot 0,2 m lager.



## 12 Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk zijn de conclusies en aanbevelingen gegeven van de veiligheidsanalyse van de Grebbedijk. In deze analyse zijn de dijken en kunstwerken beoordeeld aan de hand van het OI2014 v3. Het doel van deze Nadere Veiligheidsanalyse is om de effecten van de nieuwe norm en het bijbehorende instrumentarium inzichtelijk te maken en de veiligheidsopgave in kaart te brengen. In de veiligheidsanalyse is gekeken naar het zichtjaar 2035 voor de beoordeling van de huidige dijk en naar het zichtjaar 2075 voor de veiligheidsopgave.

### 12.1 Conclusies

Uit de Nadere Veiligheidsanalyse blijkt dat de Grebbedijk niet voldoet aan de eisen van de veiligheidsnorm van 1/100.000 per jaar. Doordat de Grebbedijk in het nieuwe normstelsel in de zwaarste categorie is ingedeeld en er veel nieuwe inzichten zijn ten aanzien van diverse faalmechanismen zoals piping en macrostabiliteit, voldoet de Grebbedijk over de hele lengte niet aan de eisen. In Tabel 12-1 zijn de resultaten per hectometerpaal weergegeven. In Bijlage IX zijn de kaarten met de beoordelingen per faalmechanisme opgenomen.

Tabel 12-1: Samenvatting resultaten veiligheidsanalyse Grebbedijk

HMP	Dijkvak	Overloop en overslag (1,0/m/s)	Opbarsten en piping	Macrostabiliteit binnenwaarts	Macrostabiliteit buitenwaarts	Stabiliteit Voorland	Microstabiliteit	Bekleding - Gras	Totaal
1	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
2	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
3	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
4	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
5	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
6	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
7	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
8	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
9	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
10	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
11	000-011	O	O	O	O	V	G	O	O
12	011-013	O	O	O	O	V	G	O	O
13	011-013	O	O	O	O	V	G	O	O
14	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
15	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
16	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
17	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
18	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
19	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
20	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
21	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
22	013-022	G	G	G	G	V	G	G	G
23	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
24	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
25	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
26	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O

HMP	Dijkvak	Overloop en overslag (1,0/m/s)	Opbarsten en piping	Macrostabiliteit binnenwaarts	Macrostabiliteit buitenwaarts	Stabiliteit Voorland	Microstabiliteit	Bekleding - Gras	Totaal
27	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
28	022-033	G	O	O	O	V	G	O	G
29	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
30	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
31	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
32	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
33	022-033	O	O	O	O	V	G	O	O
34	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
35	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
36	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
37	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
38	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
39	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
40	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
41	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
42	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
43	033-043	O	O	O	O	V	G	O	O
44	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
45	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
46	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
47	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
48	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
49	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
50	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
51	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
52	043-054	O	O	O	O	V	G	O	O
53	043-054	O	G	G	G	V	G	O	O
54	043-054	O	G	G	G	V	G	O	O
<b>Onvoldoende [m]</b>		4400	4300	4300	4300	0	0	4500	4500
<b>Voldoende [m]</b>		0	0	0	0	5400	0	0	0
<b>Goed [m]</b>		1000	1100	1100	1100	0	5400	900	900

### Overloop en overslag

De huidige hoogte van Grebbedijk is onvoldoende om een kritiek overslagdebiet van 1 l/m/s te kunnen weerstaan. Nagenoeg de hele Grebbedijk is te laag. Alleen in dijkvak 3 GR022-033 is dijk op een tweetal locaties net voldoende hoog (hmp 28).

De huidige grasbekleding op het binnentalud is van een matige kwaliteit. Tevens heeft de klei op het binnentalud een erosiebestendigheidscategorie C3. Vanwege deze combinatie van graszodekwaliteit en erosiebestendigheid van de klei wordt een kritiek overslagdebiet van 1 l/m/s aangehouden.

### Opbarsten en piping

Vijf (5) van de zes (6) beschouwde profielen worden afgekeurd op opbarsten en piping. Een deel van dijkvak 11-22 voldoet wel, dit betreft het deel met een hoog een breed voorland.

De kwelwegtekorten kunnen oplopen tot circa 60 à 140 m. Deze tekorten worden vooral veroorzaakt doordat nieuwe inzichten sinds het gereedkomen van de derde toetsronde en hebben geleid tot het toepassen van een nieuwe toetsregel van Sellmeijer.

#### **Macrostabieleit**

Voor het faalmechanisme macrostabieleit wordt de dijk gecontroleerd op het afschuiven van het binnen- en buitentalud. Het binnen- en buitentalud van de dijk is vrij steil, op sommige dijkvakken 1:2 à 1:2,5. De dijk voldoet niet. Rekenen met het CSSM model is hierbij maatgevend. Indien alleen met gedraineerde parameters zou worden gerekend, dan zou macrostabieleit buitenwaarts wel voldoen.

#### **Stabiliteit Voorland**

De dijk voldoet op dit mechanisme, op basis van vuistregel en bestortingscriterium.

#### **Microstabieleit**

Het grondonderzoek toont aan dat de dijk uit klei bestaat. Micro-instabiliteit is dan geen relevant faalmechanisme.

#### **Beschadiging bekleding en erosie dijklichaam**

De grasbekleding op het buitentalud is onvoldoende sterk om de maatgevende golfbelasting te kunnen weerstaan. Doordat de significante golfhoogtes voor de Grebbedijk tussen de 0,8 en 1,0 m liggen zou potentieel alleen een grasbekleding met een dichte zode voldoen. De huidige grasbekleding kan niet als dusdanig worden gekwantificeerd waardoor de grasbekleding niet voldoet op het deelfaalmechanisme golfklap. De grasbekleding voldoet wel op het deelfaalmechanisme afschuiving.

#### **Kunstwerken**

In de Grebbedijk liggen twee waterkerende kunstwerken: de Grebbesluit en de Witte Sluis. Beide kunstwerken voldoen aan de veiligheidseisen op basis van de gedetailleerde beschouwing in het project VNK2. In dit project zijn de kunstwerken beoordeeld op de faalmechanismen Betrouwbaarheid Sluiting, Piping en Sterkte en Stabiliteit. De in VNK2 berekende faalkansen zijn dermate klein dat de kunstwerken aan de norm voldoen.

De kistdam op het traject hmp 52-53,4 voldoet aan de norm. Uit een analyse op basis van conservatieve uitgangspunten wordt geconcludeerd dat de kistdam stabiel is en voldoet aan de eisen voor piping.

Er zijn bij de laatste dijkversterking op drie locaties damwanden aangebracht om ruimte te besparen bij aanwezige bebouwing. Deze bevinden zich bij dp 11, 23, en 49. Deze damwanden zijn niet beschouwd in deze Nadere veiligheidsanalyse. Bij het ontwerp dient hier nader naar te worden gekeken.

#### **Niet waterkerende objecten**

Een tweetal leidingen voldoet niet omdat hier onvoldoende gegevens over bekend zijn. De overige leidingen voldoen wel. Voor de overige NWO's geldt dat de score van de 3<sup>e</sup> toetsronde is overgenomen (voldoende) of dat de score de beoordeling niet beïnvloedt (bomen).

## **12.2 Effecten beleidskeuzen**

De hoekpuntenanalyse geeft inzicht in de verschillende (beleids)keuzen die gemaakt moeten worden bij het ontwerp van de Grebbedijk. Deze hoekpunten dienen als een gevoeligheidsanalyse op de Nadere Veiligheidsanalyse. Waarbij de focus is gelegd op belangrijke uitgangspunten voor de versterking van de Grebbedijk. De volgende drie hoekpunten zijn onderzocht:



1. De hoekpunt 'Ontzien Nederrijn/Lek' versus de 'Huidige afvoerverdeling' leidt tot een waterstandsverlaging van 0,15 m. Het verschil van 0,15 m in waterstand werkt ook door in het hydraulisch belastingniveau en daarmee de benodigde kruinhoogte. Voor de versterkingsopgave betekent dit dat er bij de huidige afvoerverdeling 1500 strekkende meter dijk aanvullend versterkt moet worden bij overslaggebieden van 5 of 10 l/m/s.  
Ten aanzien van macrostabiliteit en piping is het effect van 0,15 m lagere waterstand relatief klein.
2. Het toestaan van een hoger **kritiek overslagdebiet** leidt tot een lagere benodigde kruinhoogte. Voor de Grebbedijk betekent het toestaan van 5 l/m/s in plaats van 1,0 l/m/s dat de kruinhoogte met circa 0,4 m kan worden verlaagd. Indien het overslagdebiet nog verder wordt verhoogt naar 10 l/m/s dan wordt kan de benodigde kruinhoogte met nog circa 0,1 tot 0,2 m extra worden verlaagd.
3. Het hanteren van een norm die een factor 10 veiliger is om de ambitie 'Grebbedijk extra veilig' inzichtelijk te maken leidt tot een 0,2 tot 0,4 m hogere benodigde kruinhoogte. Voor piping en macrostabiliteit betekent dit dat de veiligheidsfactoren strenger worden. Voor piping is dit circa 23% en voor macrostabiliteit 5 tot 9%. Voor piping resulteert de hogere veiligheidsfactor in circa 40 m extra benodigde kwelweglengte.  
Het aanpassen van de faalkansruimte kan ook worden gebruikt voor de ambitie Grebbedijk extra veilig. Indien nagenoeg de gehele faalkansruimte voor het faalmechanisme overloop en overslag wordt gebruikt wordt de te beschouwen terugkeertijd voor overloop en golfoverslag 1/30.000 per jaar in plaats van 1/125.000 per jaar. De hydraulische belastingniveaus liggen dan ca 0,1 tot 0,2 m lager.

### 12.3 Veranderingen in OI2014 v4 en effect op resultaten

In het OI2014 v4 worden de volgende wijzigingen aangegeven ten opzichte van het OI2014 v3 bestaande uit actualisaties, uitbreidingen en verbeteringen.

- Actualisatie van het gehele document vanwege de ontwikkelingen in het wetgevingstraject, leidend tot de voorgestelde normgetallen zoals opgenomen in de Waterwet. Belangrijkste wijziging hierbij is dat voor circa 25 dijktrajecten door heel Nederland de maximaal toelaatbare overstromingskans nu gelijk is aan de signaleringswaarde.  
**Voor de Grebbedijk is dit niet van toepassing**
- De Werkwijze bepaling hydraulische ontwerpvoorwaarden ten behoeve van HWBP 2015 projecten (Deltares, maart 2015) is aangepast. Hierin worden ontwerpbelastingen afgegeven voor (onder meer):
  - Hollandsche IJssel
  - Marken
  - Maasvallei
  - Vossemeer, Drontermeer en Veluwerandmeren
  - POV Centraal Holland (aanvullend advies)
  - Vianen
  - **Grebbedijk (Deze is reeds toegepast)**
  - Arnhem Rijnkade
- De N-waarde voor hoogte is voor enkele dijktrajecten gewijzigd, met name langs de kust.  
**Voor de Grebbedijk is dit niet van toepassing.**
- Op diverse plaatsen zijn teksten verduidelijkt en is nadere toelichting gegeven.
- Ook is nieuwe kennis uit het WBI toegevoegd en zijn enkele ontbrekende zaken ingevuld. De belangrijkste toevoegingen zijn:
  - Voor piping is een nieuwe veiligheidsfactor opgenomen. Hiervoor geldt dat de nieuwe veiligheidsfactor bij zeer kleine kansen minder streng is dan de veiligheidsfactor zoals opgenomen in versie 3 van het OI2014. Bij soepeler normen is de veiligheidsfactor echter

strenger geworden.

**Nieuwe veiligheidsfactor voor piping en opbarsten: sterktefactor voor piping deze neemt af voor Grebbedijk (van 1,82 naar 1,38), echter veiligheidsfactor op opbarsten neemt toe (van 1,2 naar 1,56). De verwachting is dat, omdat opbarsten hier optreedt en de aanwezige kwelweglengte ruim onvoldoende is, de wijziging in veiligheidsfactoren niet leidt tot wijziging van de opgave. Het tekort neemt af, maar blijft circa 70 m;**

- Het mechanisme heave is toegevoegd in lijn met het WBI.

**Het mechanisme heave is reeds toegepast en heeft geen effect op de beoordeling.**

- Voor opbarsten is een nieuwe veiligheidsfactor opgenomen. Hieraan gekoppeld is een werkwijze toegevoegd waarmee de schematiseringsfactor voor opbarsten kan worden bepaald.

**Voor de Grebbedijk relevant in de ontwerpfase bij optimaliseren schematiseringsfactor.**

- Voor macrostabiliteit zijn nieuwe schade- en materiaalfactoren opgenomen die aansluiten op nieuwe inzichten uit het WBI.

**Nieuwe schade- en materiaalfactoren bij macrostabiliteit indien met model CSSM wordt gerekend:**

- **Schade factor wordt 1,16 (was 1,15)**
- **Materiaal factor wordt 1,0 (was 1,04 à 1,08)**
- **Schematiseringsfactor: ondergrens 1,0 (in voorliggende analyse al inzichtelijk gemaakt)**

**Wijzigingen zijn relatief gering, verwachting is dat deze wijzigingen (zowel positief als negatief) niet leiden tot wijziging in verbeteropgave voor de Grebbedijk**

- Bij de faalmechanismen piping en macrostabiliteit is aangegeven op welke wijze WBI-SOS toegepast kan worden.

**Geen effect op veiligheidsanalyse Grebbedijk**

- Voor bekledingen is een aangepaste, minder conservatieve werkwijze toegevoegd waarmee het niveau van de overgang van een steenbekleding naar een grasbekleding kan worden bepaald.

**Niet relevant voor Grebbedijk**

- Omgang met het faalmechanisme zettingsvloeiing is toegevoegd.

**Naar verwachting niet relevant voor de Grebbedijk aangezien zettingsvloeiing niet speelt bij de Grebbedijk**

- Een betere onderbouwing van de overslagdebieten in tabel 5 uit versie 3 heeft plaatsgevonden. Dit heeft niet geleid tot grote veranderingen. Wel zijn de toepassingsvoorwaarden wat soepeler geworden bij ontwerpen met hogere overslagdebieten dan 1 l/m/s.

**Geen effect Grebbedijk**

- De factsheets over losse onderwerpen zijn uit de bijlagen van dit document gehaald en zelfstandig beschikbaar gemaakt, evenals nieuw verschenen factsheets waar naar wordt verwezen (deze factsheets zijn te vinden op de website van het HWBP).
- Voor het beoordelen van macrostabiliteit bij grote overslagdebieten is een werkwijze ontwikkeld. De laatste stand van zaken kan bij het KPR worden opgevraagd.

## 12.4 Aanbevelingen

### Waterstandstatistiek

- De waterstandstatistiek van de Nederrijn voor de Grebbedijk dienen nader te worden onderzocht. De databases die beschikbaar zijn gesteld voor Hydra Zoet zijn reeds afgeregeld op het beleidsvoornemen 'Begrenzing debiet Nederrijn'. Dit leidt voor de Grebbedijk tot ontwerpwaterstanden die gelijk blijven voor verschillende zichtjaren en herhalingstijden. Dit kan leiden tot de onwenselijke situatie dat de ontwerpwaterstand voor het zichtjaar 2075 gelijk is aan de toetswaterstand van 2023 waardoor er geen robuustheid in het ontwerp zit. Een kleine wijziging kan dan leiden tot het afkeuren van de Grebbedijk. Tevens dient onderzocht te worden in hoeverre het ontzien van de Nederrijn realistisch haalbaar is. Het beleidsvoornemen zoals nu geformuleerd vereist waarschijnlijk forse investeringen op de splitsingspunten in de vorm van beweegbare stuwmiddelen. Deze stuwmiddelen zijn complex en kostbaar. Daarbij geldt dat er ook een kans bestaat dat dergelijke stuwmiddelen niet functioneren waardoor de afvoer op de Nederrijn toch groter wordt en de Grebbedijk kan falen.

### Geotechnische faalmechanismen

- In de volgende fase dient nader onderzoek te worden uitgevoerd naar de aanwezigheid van (voldoende dikke) kleilaag in het voor- en achterland. Indien aanwezig kan deze lengte mee worden genomen in de analyse ten behoeve van piping. Echter hierbij wordt wel opgemerkt dat de berekende kwelwegtekorten aanzienlijk zijn waardoor versterkingsmaatregelen zoals klei ingraven in het voorland wellicht minder efficiënt zijn. Het onderzoek moet afgestemd worden op de beste versterkingsvarianten;
- In de volgende fase dient nader onderzoek te worden uitgevoerd naar de ongedraineerde sterkte van de kleilagen in voor- en achterland én in en onder de dijk. Bij grotere sterkte dan in de veiligheidsanalyse aangehouden kan dit een gunstig effect hebben op de ontwerpogave. Het opstellen van een specifieke proevenverzameling voor de Grebbedijk en het uitvoeren van klasse 1 sonderingen incl waterspanningen kan hier aan bijdragen;
- In de volgende fase dient het bodemniveau van waterpartijen (gracht, kolken, haven) ingemeten te worden;
- In de volgende fase is het wenselijk de kenmerken van de damwanden, welke op verschillende locaties staan, vast te stellen (inmeten, profiel bepalen, diepte meting).

## 13 Referenties

- [1] Rijkswaterstaat, "OI2014v3 - Handreiking ontwerpen met overstromingskansen", juli 2015
- [2] RHDHV, Technische Uitgangspuntennotitie Veiligheidsanalyse Grebbedijk, document nummer WATBE83333R001F04 d.d. 21 oktober 2016.
- [3] Deltares, "Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerp Randvoorwaarden voor Grebbedijk en Rijkkade Arnhem", memo 1230090-009-GEO-0003, 6 december 2016.
- [4] Ministerie van Verkeer en Waterstaat and ENW, "Leidraad Rivieren", 2007.
- [5] TAW, "Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies", 2001.
- [6] Rijkswaterstaat and Deltares, "Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen", 2012.
- [7] ENW, "Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken", 2012.
- [8] Deltares, "Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters", 2014.
- [9] Deltares, "Schematiseringshandleiding Macrostabieliteit", maart 2016
- [10] ENW, "Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken", oktober 2012
- [11] TAW, Leidraad Kunstwerken, mei 2003.
- [12] Ministerie van Verkeer en Waterstaat, "Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen," september. 2007.
- [13] Rijkswaterstaat, "Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde", oktober 2012
- [14] Ad Schoutens Advies en Begeleiding, Eindevaluatie grastoets waterkeringen Dijkkring 45 en 46 – Voormalig gebied Waterschap Vallei en Eem, Periode 2010-2015.
- [15] TAW, Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, september 2004.
- [16] RHDHV, Strategie grondonderzoek Grebbedijk, documentnummer WATBE83333N002F02 d.d. 24 oktober 2016
- [17] Veiligheid van Nederland in Kaart 2, Dijkkring 45, Gelderse Vallei – Achtergrondrapport Uitwateringssluis Witte Sluis, 6 april 2012
- [18] Veiligheid van Nederland in Kaart 2, Dijkkring 45, Gelderse Vallei – Achtergrondrapport Inlaatsluis Grebbesluis, 20 april 2012
- [19] DHV, Veiligheidstoetsing Grebbedijk (Dijkkring 45) – Niet-Waterkerende Objecten, 3<sup>e</sup> toetsronde, documentnummer WA-RK20090657, september 2010.
- [20] DHV, Veiligheidstoetsing Grebbedijk (Dijkkring 45) – Toetsing conform VTV2006, 3<sup>e</sup> toetsronde, documentnummer WA-HW20090304, september 2010.
- [21] Teeuw Grondmechanica v.o.f, Beoordeling waterkeringsveiligheid kistdamconstructie Grebbedijk DP 52,0 – DP 53,4 i.v.m. project Het HoornwerkOpdracht nr. 11-5028, juni 2011

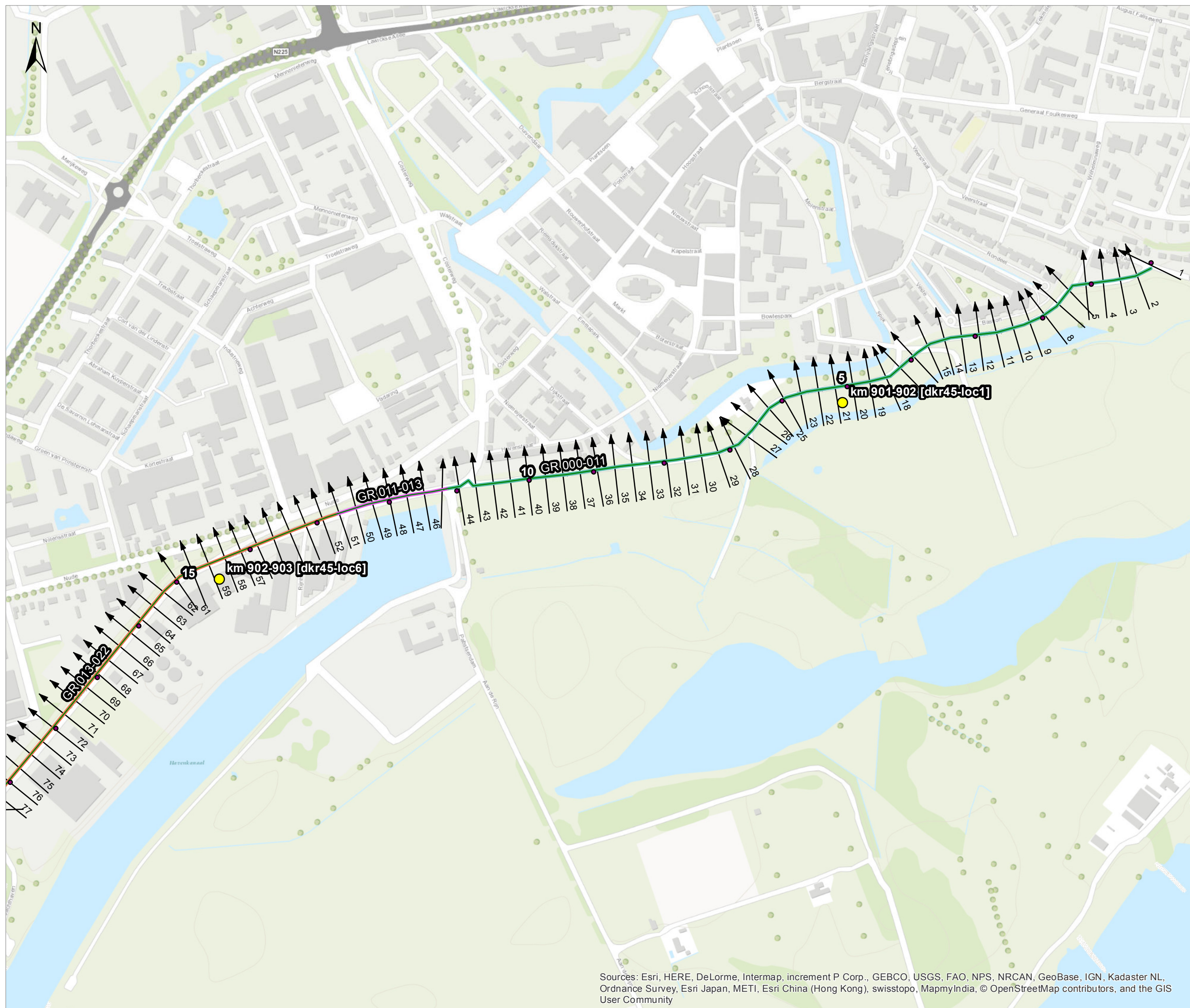
## **Bijlage**

### **I. Profielen**

Gebruikte AHN-profiel tbv analyses

Locatie van de profielen





### Legenda

- Hydra-Zoet locaties
- Dwarsprofielen

#### Dijkvakken

- GR 000-011
- GR 011-013
- GR 013-022
- GR 022-033
- GR 033-043
- GR 043-054

**Titel**  
Totaaloverzicht profielen Grebbedijk

**Project**  
Dijkversterking Grebbedijk

**Opdrachtgever**  
Waterschap Vallei & Veluwe

<b>Datum</b> 17-3-2017	<b>Schaal</b> 1:5000
---------------------------	-------------------------

**Figuur**  
Figuur 1 van 3

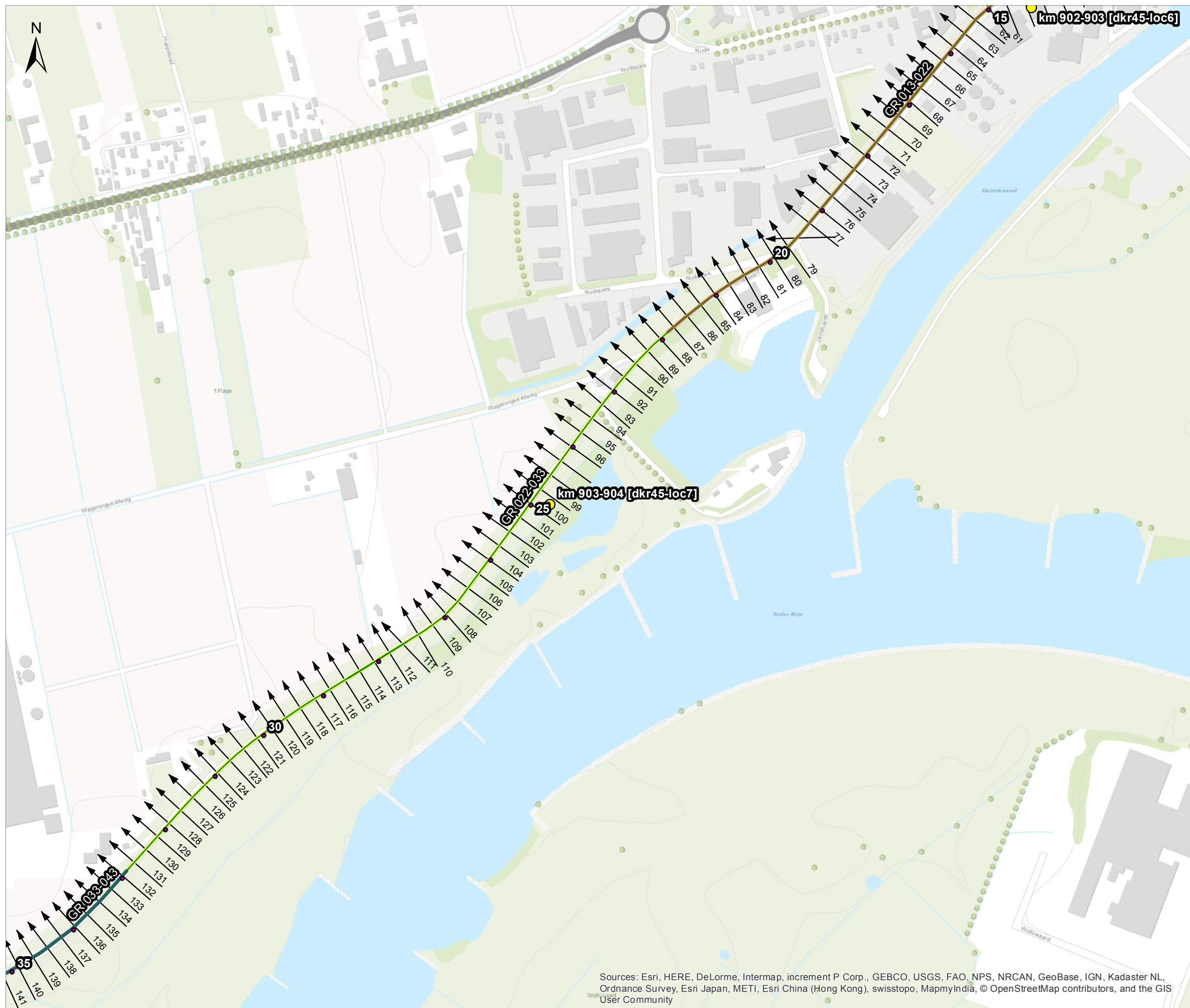
<b>Gecontroleerd door</b> Peter van der Scheer	<b>Volgnummer</b> 1
---	------------------------



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community

Pad: C:\Users\130742\Box Sync\BEB333 Grebbedijk\BEB333 Grebbedijk Team\BEB333 Technical Data 02 GIS\Grebbedijk - profielen.mxd





# Legenda

- Hydra-Zoet locaties
  - Dwarsprofielen
- Dijkvakken**
- GR 000-011
  - GR 011-013
  - GR 013-022
  - GR 022-033
  - GR 033-043
  - GR 043-054

*Titel*  
 Totaaloverzicht profielen Grebbedijk

*Project*  
 Dijkversterking Grebbedijk

*Opdrachtgever*  
 Waterschap Vallei & Veluwe

<i>Datum</i>	<i>Schaal</i>
17-3-2017	1:5000

*Figuur*  
 Figuur 2 van 3

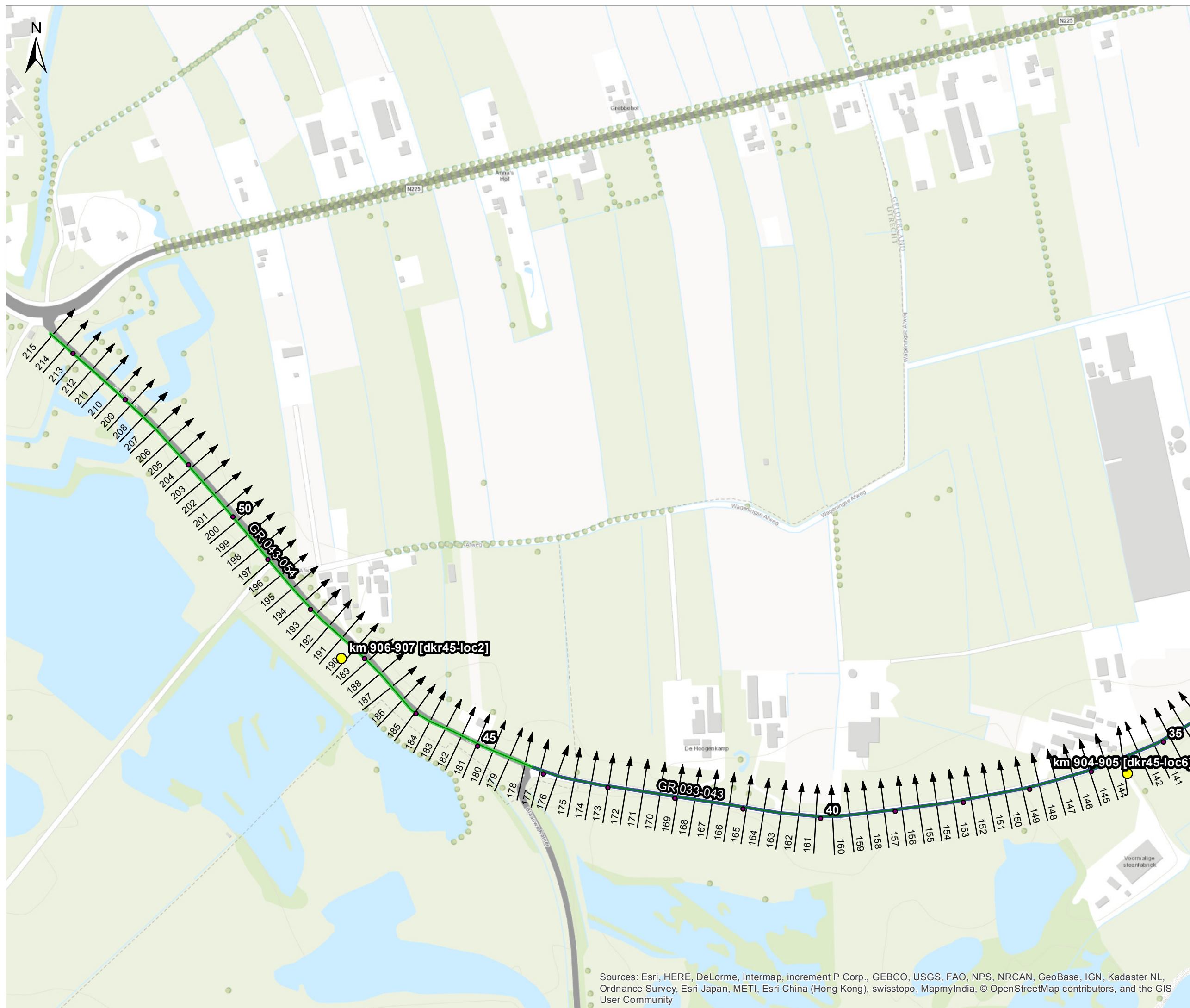
<i>Gecontroleerd door</i>	<i>Volgnummer</i>
Peter van der Scheer	1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community

Pad: C:\Users\130742\Box Sync\BEB333 Grebbedijk\BEB333 Grebbedijk Team\BEB333 Technical Data 02 GIS\Grebbedijk - profielen.mxd





### Legenda

- Hydra-Zoet locaties
- ➔ Dwarsprofielen

#### Dijkvakken

- GR 000-011
- GR 011-013
- GR 013-022
- GR 022-033
- GR 033-043
- GR 043-054

**Titel**  
Totaaloverzicht profielen Grebbedijk

**Project**  
Dijkversterking Grebbedijk

**Opdrachtgever**  
Waterschap Vallei & Veluwe

<b>Datum</b> 17-3-2017	<b>Schaal</b> 1:5000
---------------------------	-------------------------

**Figuur**  
Figuur 3 van 3

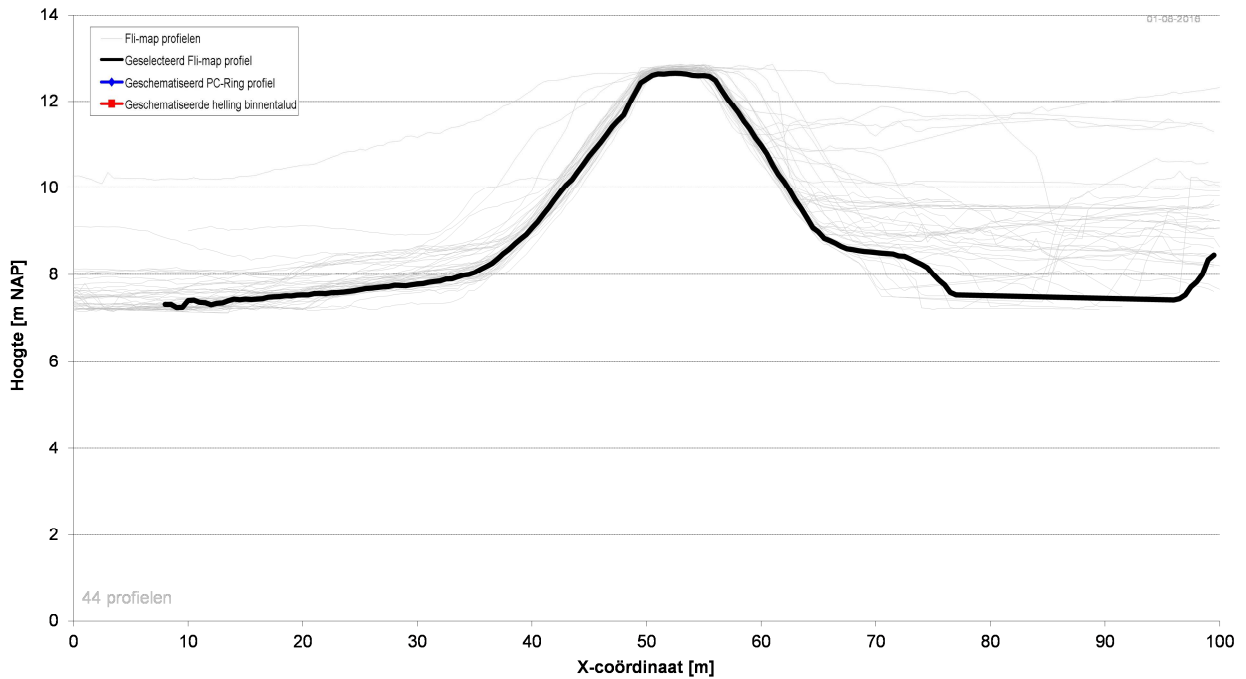
<b>Gecontroleerd door</b> Peter van der Scheer	<b>Volgnummer</b> 1
---	------------------------



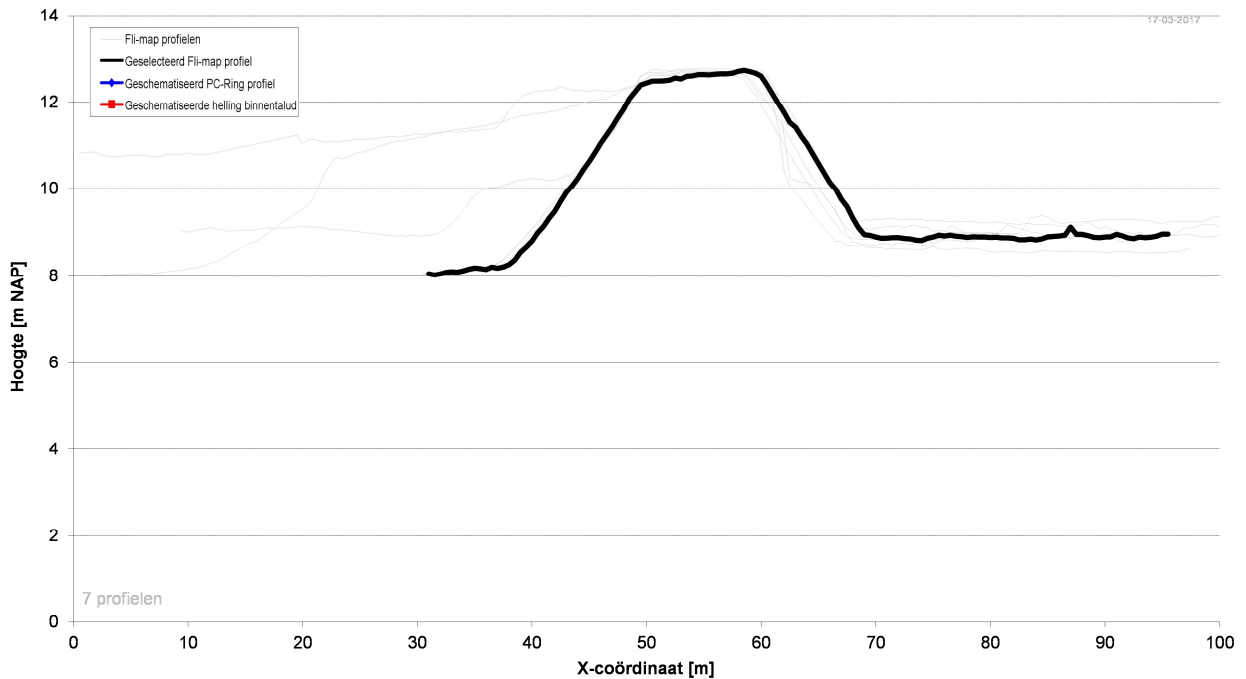
Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community

Profielen per dijk

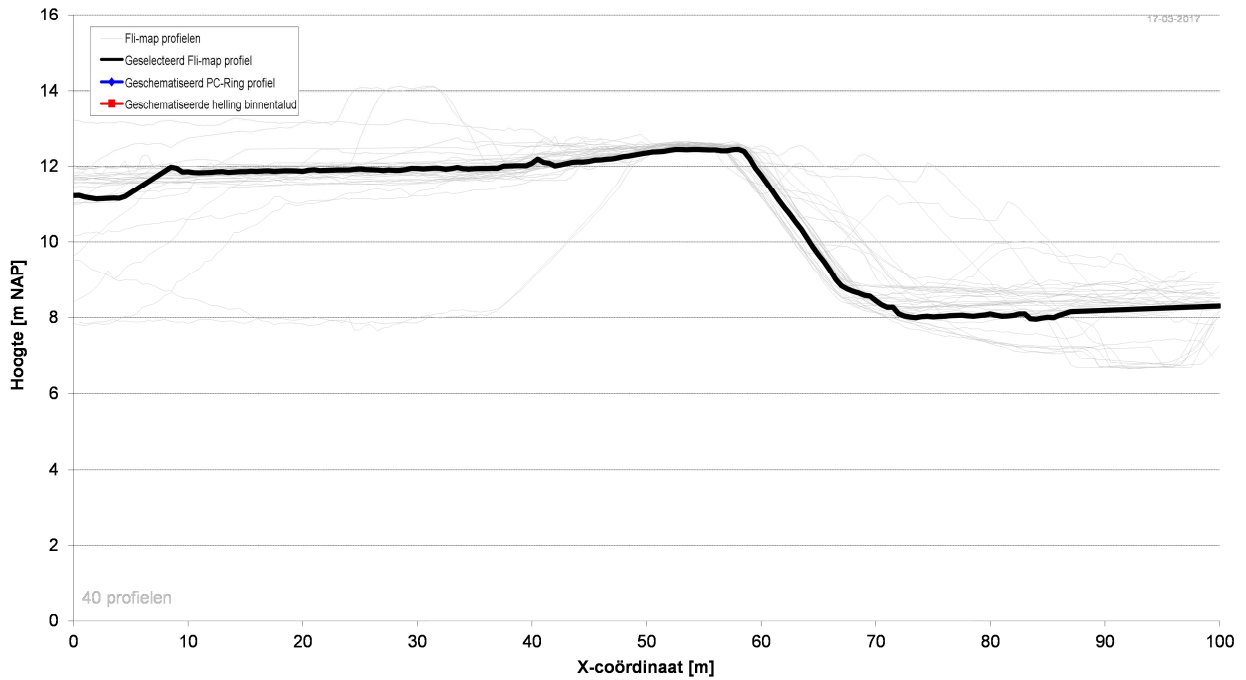
Dwarsprofielen dijkvak 1 (van ID 1 tot 44), geselecteerd profiel: ID 22



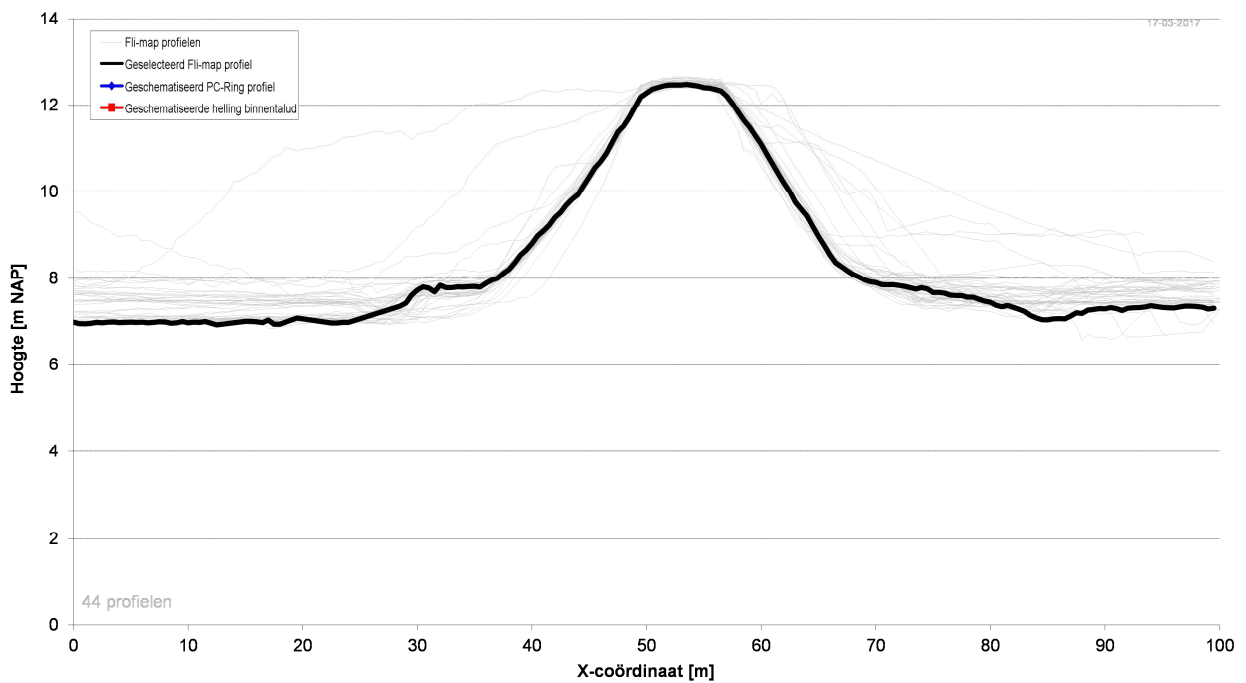
Dwarsprofielen dijkvak 2 (van ID 44 tot 50), geselecteerd profiel: ID 48



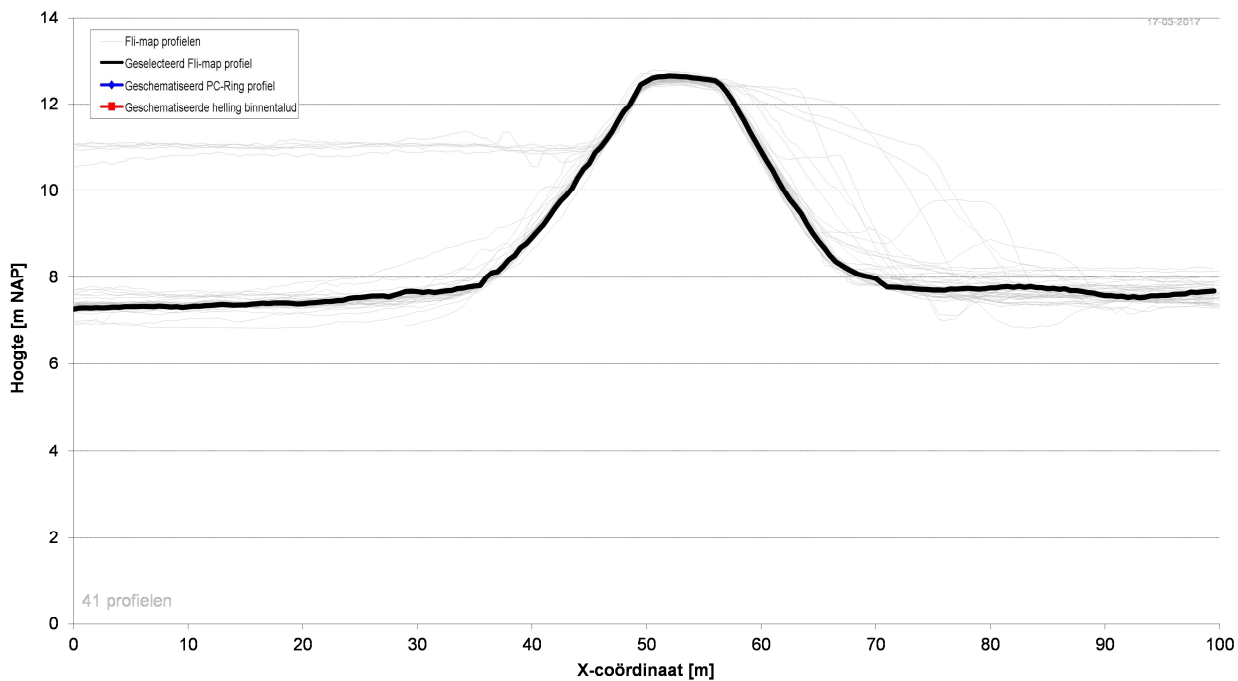
Dwarsprofielen dijkvak 3 (van ID 51 tot 90), geselecteerd profiel: ID 64



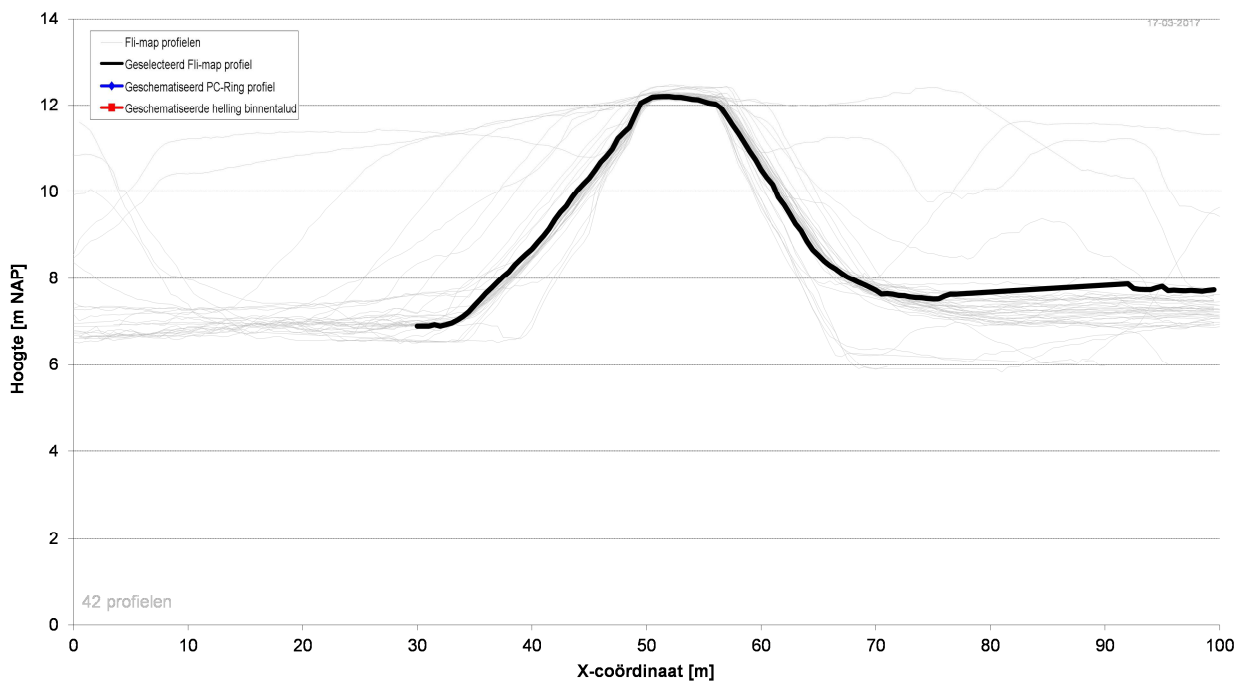
Dwarsprofielen dijkvak 4 (van ID 88 tot 131), geselecteerd profiel: ID 100



Dwarsprofielen dijkvak 5 (van ID 132 tot 172), geselecteerd profiel: ID 154

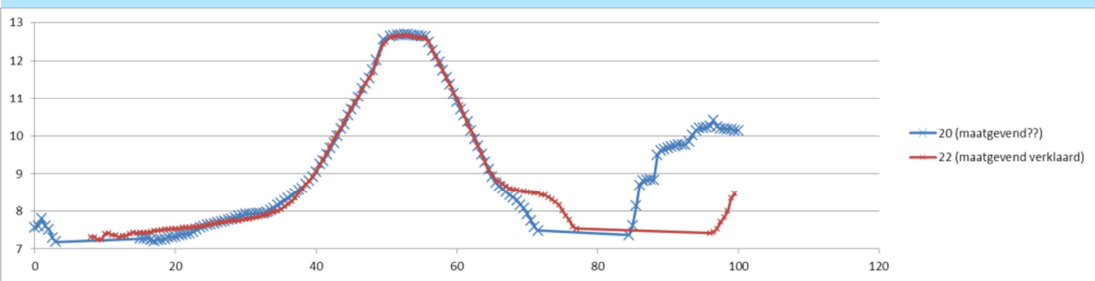
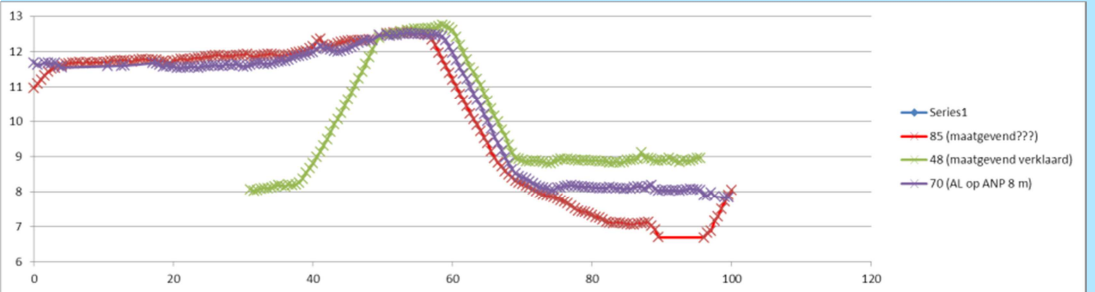
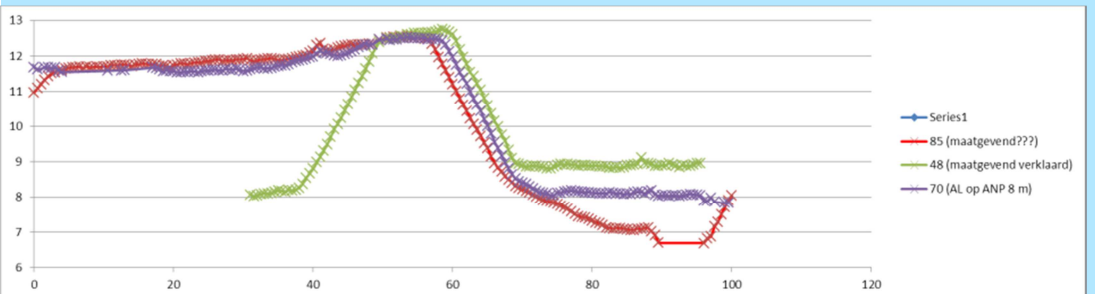
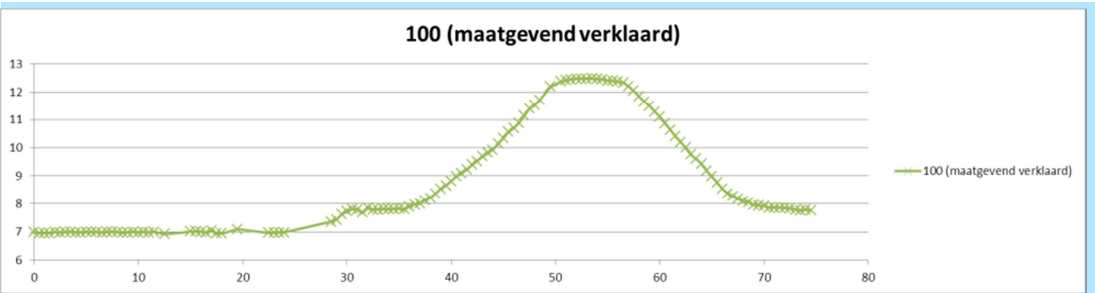


Dwarsprofielen dijkvak 6 (van ID 173 tot 215), geselecteerd profiel: ID 192

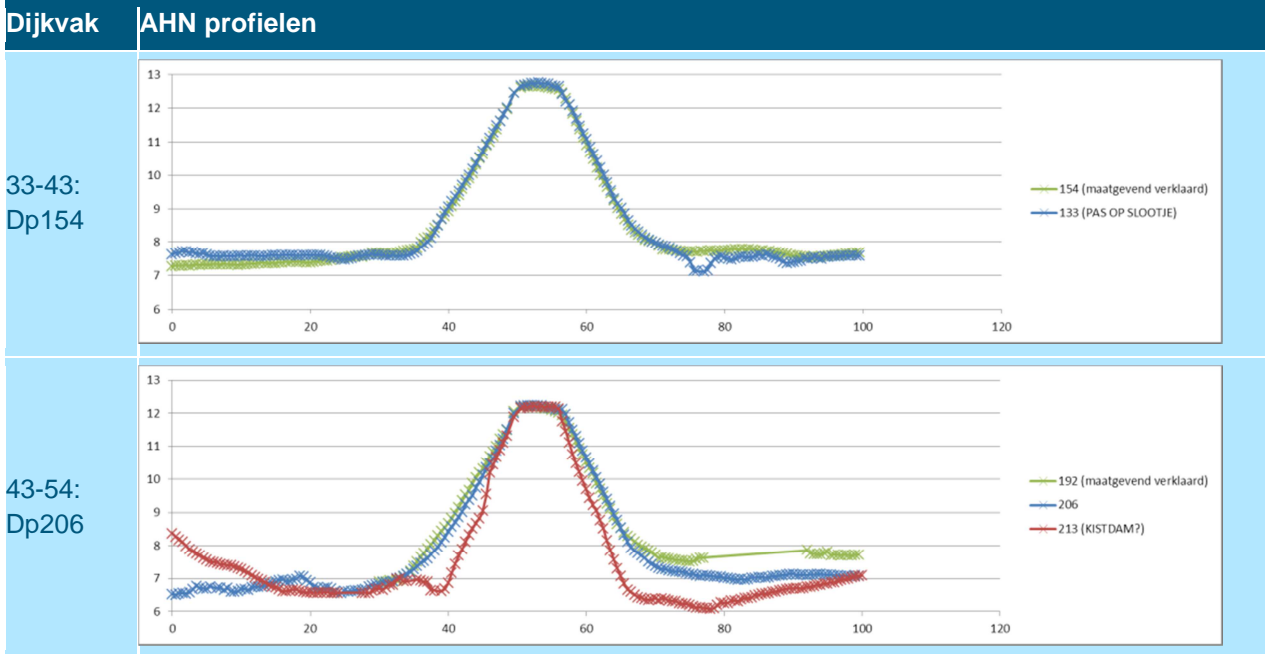


**Gebruikte AHN-profielen t.b.v. geotechnische schematisatie**

Per dijkvak zijn eerst alle gemeten profielen gepresenteerd (eerste figuur, grijze lijnen). In de volgende regel is het (zijn de) geselecteerde profiel(en) aangegeven. Het nummer van het geselecteerde profiel is tevens aangeduid in eerste kolom.

Dijkvak	AHN profielen
0-11: Dp20	
11-13: Dp48 (groen)	
13-22: Dp85 (rood)	
22-33: Dp100	<p style="text-align: center;"><b>100 (maatgevend verklaard)</b></p> 





## **Bijlage**

### **II. Grondonderzoek**

Resultaten geotechnische onderzoek Wiertsema 2016





**Bijlage**

**III. Strijklengtes Hydra-Zoet**

### Strijklengtes per dijkvak

Onderstaande tabel geeft de strijklengtes weer per profiel.

Dijkvak	GR 000-011	GR 011-013	GR 013-022	GR 022-033	GR 033-043	GR 043-054
<i>profiel</i>	22	48	64	100	154	192
NNO	78	60	60	483	503	0
NO	548	782	782	1867	2267	0
ONO	1446	1730	1730	2728	3249	0
O	2058	2362	2362	3021	3461	190
OZO	2264	2550	2550	2600	2751	598
ZO	2054	2055	2055	1601	1395	1020
ZZO	1566	1805	1805	1542	1265	1297
Z	1937	2038	2038	1637	1298	1346
ZZW	2325	1830	1830	1418	1409	1245
ZW	2113	1340	1340	990	1463	1344
WZW	1488	695	695	467	1195	1651
W	648	101	101	0	764	1685
WNW	92	0	0	0	313	1389
NW	0	0	0	0	0	867
NNW	0	0	0	0	0	292
N	0	0	0	108	0	80

## **Bijlage**

### **IV. Toetsresultaten Piping/Heave en Microstabiliteit**

Weergave van de invoer en rekenresultaten voor  
faalmechanisme Piping/Heave en Microstabiliteit



# Ontwerp- en toetsreken sheet waterkeringen Royal HaskoningDHV

## Opbarsten, heave en piping voor een groene kering (STPH)

Piping (onderloopsheid) is een verschijnsel wat ontstaat als gevolg van kwelstroming door verval over de kering. Door deze kwelstroming kunnen gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen worden meegevoerd. Het faalmechanisme piping kan alleen optreden wanneer er ten eerste sprake is van opbarsten en ten tweede van heave. Heave kan enkel optreden wanneer er sprake is van opbarsten. Indien er geen deklaag aanwezig is achter de waterkering is een controle op opbarsten en heave niet relevant waardoor er direct een pipingberekening uitgevoerd kan worden.

### Uitgangspunten

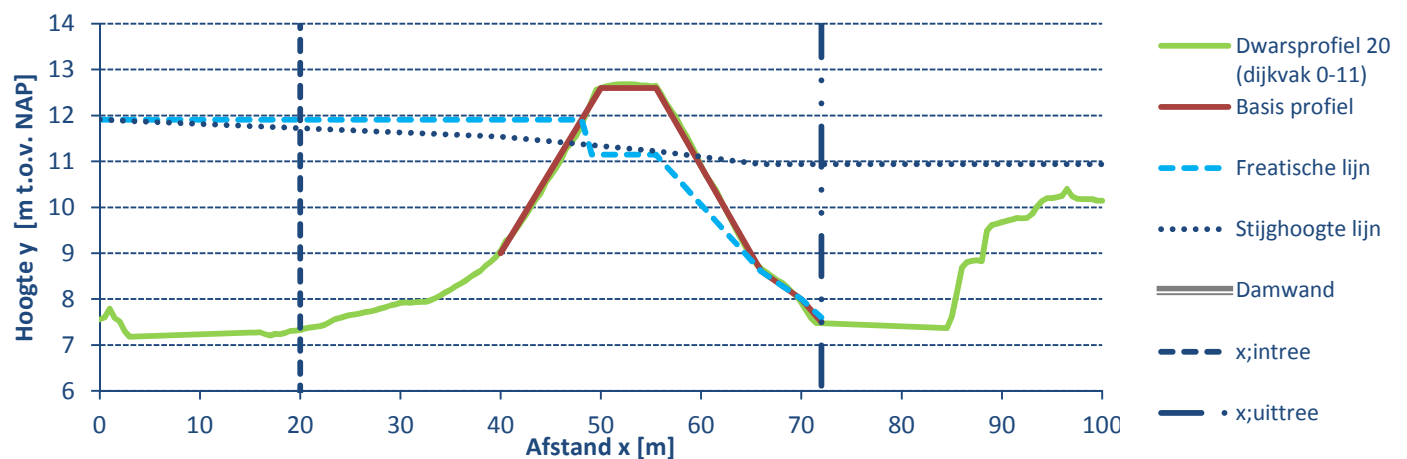
Onderstaand zijn de uitgangspunten weergegeven welke zijn gehanteerd in de basisschematisatie. De uitgangspunten kunnen afwijken van de definitieve berekening.

#### Veiligheidsfactoren

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$\gamma; b$	1,2	-	Schematiseringsfactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; mp$	1,52	-	Schadefactor of sterktefactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; G; dst$	1	-	Blijvende belasting ongunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; G; std$	0,9	-	Blijvende belasting gunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; Q; dst$	1,5	-	Veranderlijke belasting ongunstig	OI2014 v3
$\gamma; heave$	1	-	Veiligheidsfactor voor Heave	ORZW 2012

#### Algemene uitgangspunten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$x; intree$	20	-	Maatgevende locatie intredepunt	Afstand BUT-sloot is ong. 20 m
$x; uittree$	72	-	Maatgevende locatie uittredepunt	Opbarsten aan de teen
BIT	7	m NAP	Maaiveldniveau tpv de sloot	-
$h; p$	7,6	m NAP	Polderpeil, vrije waterstand of maaiveld	Geschat peil binnenwater
$\phi; BIT$	10,94	m NAP	Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen	ter informatie
$\phi; z; MHW$	10,94	m NAP	Stijghoogte bij het uittredepunt	Waterspanningsberekening
$\Delta H; aanwezig$	4,31	m	Aanwezig stijghoogteverval	MHW - $h; p$



#### Deklaag

Deel	Grondsoort	Dikte [m]	$\gamma; nat$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	Klei	1	17,60
2	0	0	0,00
3	0	0	0,00
4	0	0	0,00
<b>Totaal</b>		<b>1</b>	<b>17,60</b>

Maatgevende boring/sondering

B239

De bodemopbouw is op dit punt gebaseerd

## Opbarsten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
OK deklaag	6	m NAP	Onderkant van de deklaag	Ondergrens niveau deklaag n.a.v. analyse
$\phi; z; HHW$	0	m NAP	Stijgh. bij historisch hoogwater	Gegevens niet aanwezig
$\phi; z; GHW$	8,53	m NAP	Stijgh. bij gemiddelde jaarlijks hoogwater	gebaseerd op GHW en model 4a

## Heave

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$i; crit$	0,5	-	Maximaal toelaatbaar verval	ORZW 2012
$\phi; 0$	10,94	m NAP	Stijghoogte onderkant deklaag	is gelijk aan $\phi; z$ ; MHW

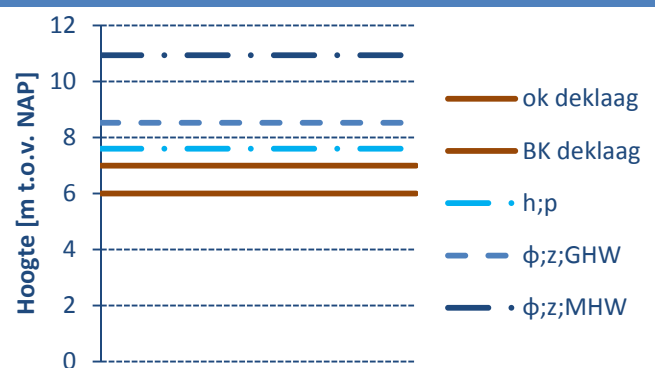
## Piping (formule van Sellmeijer)

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
B;dijkzate	32	m	Afstand tussen buitenteen en einde berm	(berekening ter informatie)
L;h;aanw.	52	m	Aanwezige horizontale kwelweglengte	x;uittree - x;intree
STPH;grond	Zand matig grof		Piping gevoelige grondsoort	-
$\theta$	37	°	Rolweerstandshoek van de zandkorrels	ORZW 2012
$\eta$	0,25	-	Coëfficiënt van White	ORZW 2012
D;wvp	30	m	Dikte watervoerend pakket	Dijkverb.plan Grebbedijk - Heidemij
k	50,9	m/dag	Doorlatendheid watervoerendpakket	Bepaald uit verzameling korrelverdelingen
d70	307	$\mu m$	70-percentielwaarde v/d korrelverdeling	Bepaald uit verzameling korrelverdelingen
d70;m	208	$\mu m$	Gemiddelde d70-waarde	ORZW 2012
RD	n.v.t.	-	De invloed van de relatieve dichtheid is in de toetsregel meegenomen	
RD;m	n.v.t.	-	in de modelonzekerheid ( $RD/RD_m=1$ )	
$\gamma; p$	16	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht zandkorrels onder water	ORZW 2012
$\gamma; w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht van het water	ORZW 2012

## Berekening op opbarsten

In naaststaande grafiek zijn de belangrijkste uitgangspunten van de berekening op opbarsten weergegeven. Deze bestaan uit de dikte van de deklaag en de bijbehorende stijghoogtelijnen onder verschillende omstandigheden. Ten aanzien van de stijghoogte lijnen geldt het volgende:

- De  $\phi; z; HHW$ -lijn kan niet hoger zijn dan de  $\phi; z; MHW$ -lijn
- de  $h; p$ -lijn kan niet lager zijn dan BK deklaag



## Gronddruk

Situatie	d m	$\gamma; nat$ kN/m <sup>3</sup>	Gronddruk kN/m <sup>3</sup>
1 Basisschematisatie	1	17,60	17,60
2 Sloot - OK dl NAP+7m	0	17,60	0,00
3 Sloot - OK dl NAP+6m	1	17,60	17,60
4 Grenspot. OK dl NAP+7m	0	17,60	10,00
5 Grenspot. OK dl NAP+6m	1	17,60	27,60
D Definitieve berekening	1	17,60	17,60

## Waterdruk

Situatie	Ok Deklaag m NAP	$\phi; z; MHW$ m NAP	$\gamma; G; dst$ -	Waterdruk kN/m <sup>3</sup>
1 Basisschematisatie	6,0	10,94	1,0	<b>49,36</b>
2 Sloot - OK dl NAP+7m	7,0	10,94	1,0	<b>39,36</b>
3 Sloot - OK dl NAP+6m	6,0	10,94	1,0	<b>49,36</b>
4 Grenspot. OK dl NAP+7m	7,0	<b>8,00</b>	1,0	<b>10,00</b>
5 Grenspot. OK dl NAP+6m	6,0	<b>8,76</b>	1,0	<b>27,60</b>
D Definitieve berekening	6,0	10,94	1,0	<b>49,36</b>

## Toets op opbarsten

Controle op opbarsten is uitgevoerd conform de "oude" methode, waarbij het natte gewicht van de grond in rekening is gebracht i.p.v. het effectieve gewicht.

Situatie	Waterdruk kN/m <sup>3</sup>	Gronddruk kN/m <sup>3</sup>	FoS -	$\gamma; opb$ -	Toetsresultaat
1 Basisschematisatie	<b>49,36</b>	<b>17,60</b>	<b>0,36</b>	<b>1,20</b>	<b>Voldoet niet</b>
2 Sloot - OK dl NAP+7m	<b>39,36</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>1,20</b>	<b>Voldoet niet</b>
3 Sloot - OK dl NAP+6m	<b>49,36</b>	<b>17,60</b>	<b>0,36</b>	<b>1,20</b>	<b>Voldoet niet</b>
4 Grenspot. OK dl NAP+7m	<b>10,00</b>	<b>10,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,20</b>	<b>Voldoet niet</b>
5 Grenspot. OK dl NAP+6m	<b>27,60</b>	<b>27,60</b>	<b>1,00</b>	<b>1,20</b>	<b>Voldoet niet</b>
D Definitieve berekening	<b>49,36</b>	<b>17,60</b>	<b>0,36</b>	<b>1,20</b>	<b>Voldoet niet</b>

## Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op opbarsten. Daarom zal er een controle op heave uitgevoerd worden.

## Heaveberekening

Bij hydraulische grondbreuk ('Heave') vallen in de opwaarts gerichte kwelstroming de korrelspanningen in de grond weg, waardoor een drijfzandsituatie ontstaat. Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient bij een verticale kwelstroming het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt.

Situatie	$\phi; z; MHW$ m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H; heave$ m	$d$ m	$i; optr$ -	$i; crit$ -
1 Basisschematisatie	10,94	7,6	<b>3,34</b>	1	<b>3,34</b>	0,50
2 dunnere deklaag	10,94	7,6	<b>3,34</b>	0,7	<b>4,77</b>	0,50
3 -						
4 -						
5 -						
D Definitieve berekening	10,94	7,6	<b>3,34</b>	1	<b>3,34</b>	0,50

## Toets op heave

Situatie	$i; optr$ -	$i; crit$ -	Unity check -	
1 Basisschematisatie	<b>3,34</b>	0,50	<b>6,67</b>	<b>Voldoet niet</b>
2 dunnere deklaag	<b>4,77</b>	0,50	<b>9,53</b>	<b>Voldoet niet</b>
3 -				
4 -				
5 -				
D Definitieve berekening	<b>3,34</b>	0,50	<b>6,67</b>	<b>Voldoet niet</b>

## Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op heave. Daarom zal er een controle op piping uitgevoerd worden.



## Pipingberekening (formule van Sellmeijer 2012)

Situatie	MHW m NAP	h;p m NAP	DeltaH m	d m	D m	L;h;aanw. m	k m/dag	yp kN/m3
1 Basisschematisatie	11,91	7,6	4,31	1	30	52	50,9	16
2 dunnere deklaag	11,91	7,6	4,31	0,7	30	52	50,9	16
3 wvp 50 m	11,91	7,6	4,31	1	50	52	50,9	16
4 -								
5 -								
D Definitieve berekening	11,91	7,6	4,31	1	30	52	50,9	16

Situatie	d70 µm	yb -	ymp -	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m
1 Basisschematisatie	307	1,2	1,52	1,41	4,01
2 dunnere deklaag	307	1,2	1,52	1,41	4,10
3 wvp 50 m	307	1,2	1,52	1,31	4,01
4 -					
5 -					
D Definitieve berekening	307	1,2	1,52	1,41	4,01

## Toets op piping

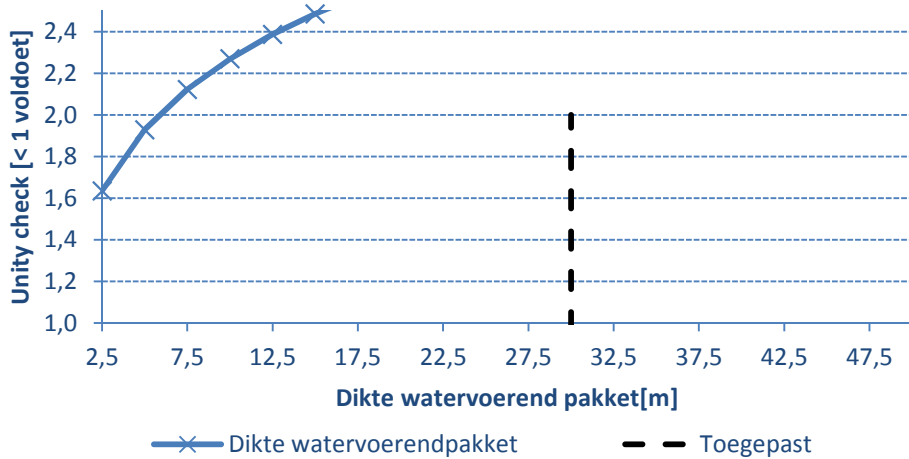
Situatie	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m	Unity check -	L;benod m	L;tekort m
1 Basisschematisatie	1,41	4,01	2,85	171,91	119,91
2 dunnere deklaag	1,41	4,10	2,91	176,05	124,05
3 wvp 50 m	1,31	4,01	3,05	195,73	143,73
4 -					
5 -					
D Definitieve berekening	1,41	4,01	2,85	171,91	119,91

## Conclusie

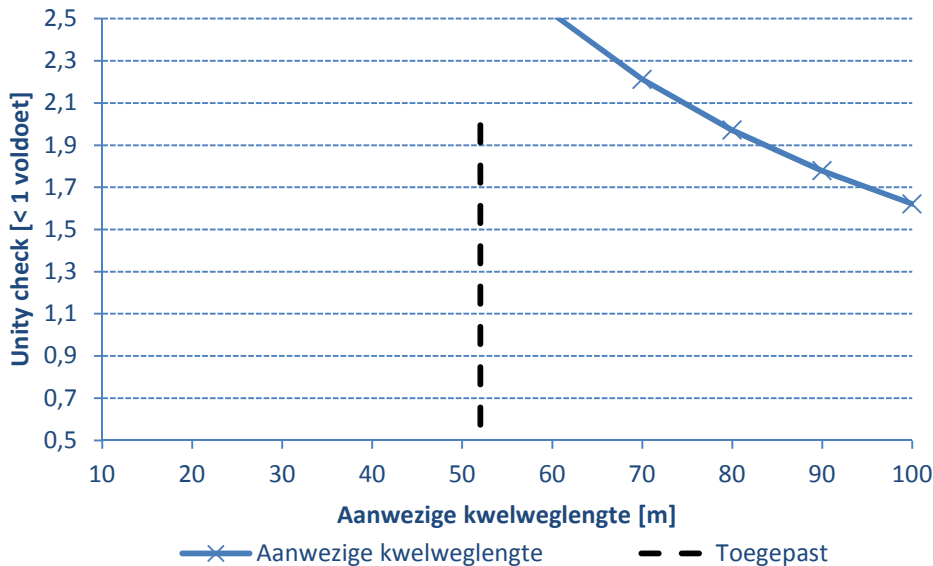
Voor het beschouwde profiel is er een aanzienlijk tekort aan kwallengte

## Gevoeligheidsanalyse Sellmeijer 2012 (o.b.v. definitieve berekening)

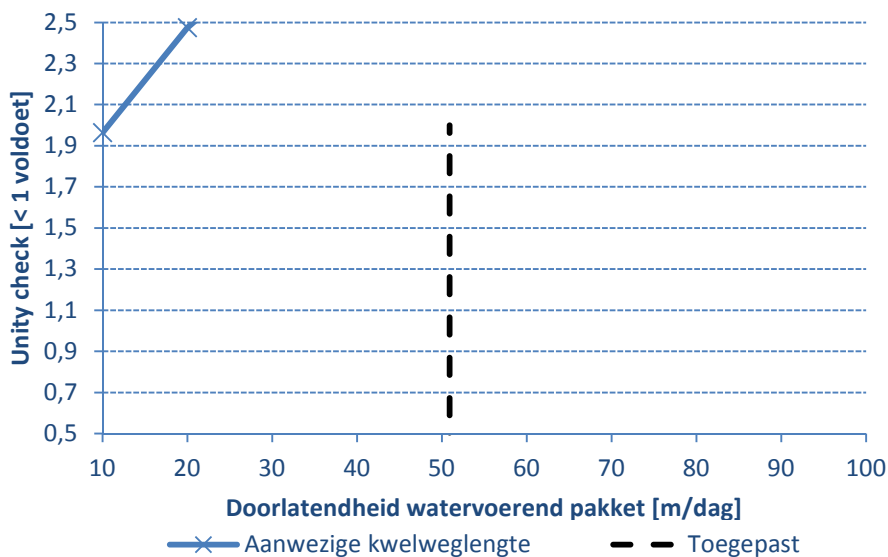
### Dikte van het watervoerend pakket



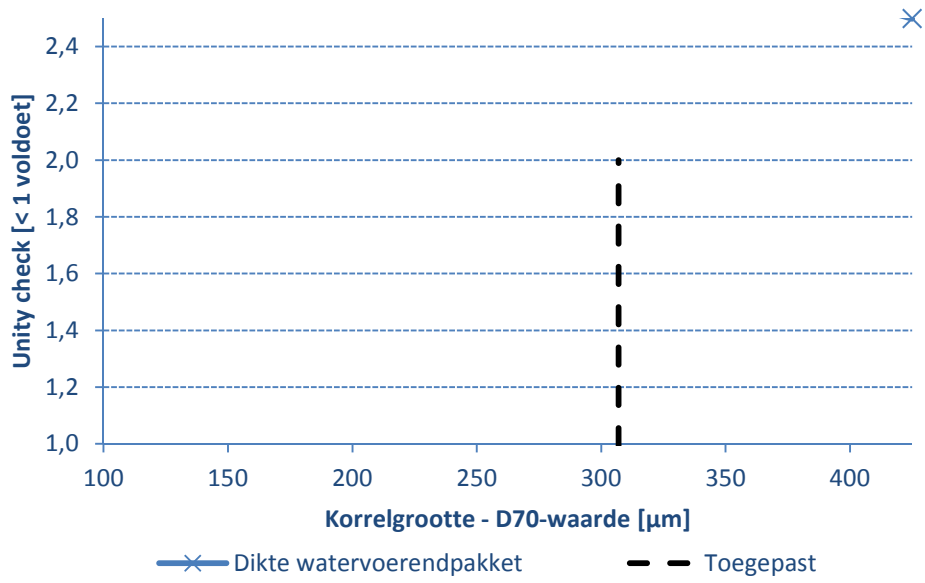
### Aanwezig kwelweglengte



### Doorlatendheid van het watervoerend pakket



### Korrelgrootte (de d70-waarde)



# Ontwerp en toetsreken sheet waterkeringen Royal Haskoning DHV

## Opbarsten, heave en piping voor een groene kering (STPH)

Piping (onderloopsheid) is een verschijnsel wat ontstaat als gevolg van kwelstroming door verval over de kering. Door deze kwelstroming kunnen gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen worden meegevoerd. Het faalmechanisme piping kan alleen optreden wanneer er ten eerste sprake is van opbarsten en ten tweede van heave. Heave kan enkel optreden wanneer er sprake is van opbarsten. Indien er geen deklaag aanwezig is achter de waterkering is een controle op opbarsten en heave niet relevant waardoor er direct een pipingberekening uitgevoerd kan worden.

### Uitgangspunten

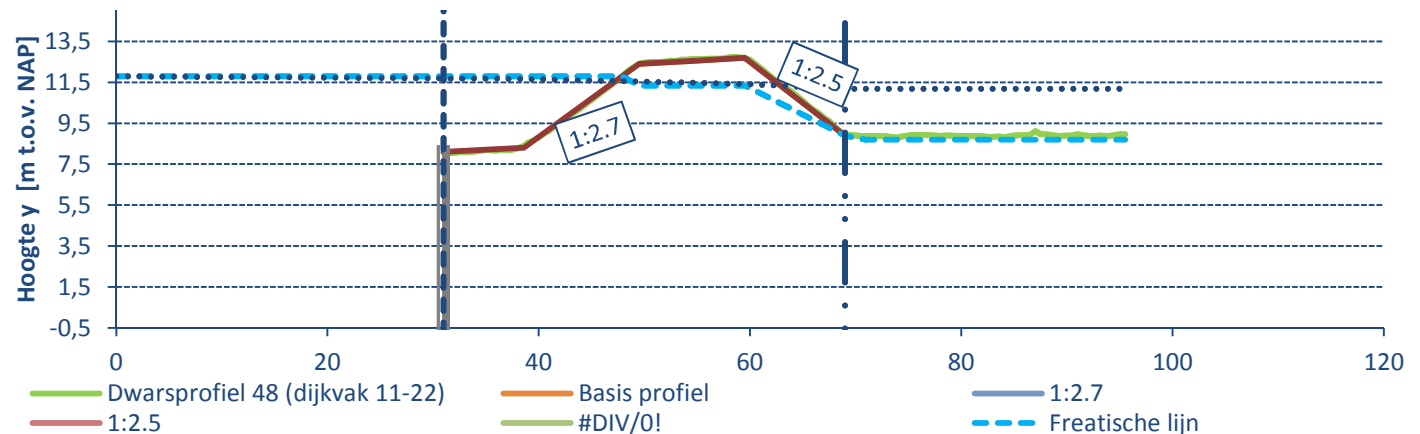
Onderstaand zijn de uitgangspunten weergegeven welke zijn gehanteerd in de basisschematisatie. De uitgangspunten kunnen afwijken van de definitieve berekening.

### Veiligheidsfactoren

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$\gamma; b$	1,2	-	Schematiseringsfactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; mp$	1,52	-	Schadefactor of sterktefactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; G; dst$	1	-	Blijvende belasting ongunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; G; std$	0,9	-	Blijvende belasting gunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; Q; dst$	1,5	-	Veranderlijke belasting ongunstig	OI2014 v3
$\gamma; heave$	1	-	Veiligheidsfactor voor Heave	ORZW 2012

### Algemene uitgangspunten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$x;intree$	31	-	Maatgevende locatie intredepunt	-
$x;uittree$	69	-	Maatgevende locatie uittredepunt	-
BIT	8,9	m NAP	Maaiveldniveau tpv de binnenteen	ter informatie
$h;p$	8,7	m NAP	Polderpeil, vrije waterstand of maaiveld	Heijdemij (1995) bijlage 6 - hmp 11 en hmp 12
$\phi; BIT$	11,184319	m NAP	Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen	ter informatie
$\phi; z; MHW$	11,184319	m NAP	Stijghoogte bij het uittredepunt	0
$\Delta H; aanwezig$	3,09	m	Aanwezig stijghoogteverval	MHW - $h;p$



### Deklaag

Deel	Grondsoort	Dikte [m]	$\gamma; nat$ [kN/m3]
1	0	2,15	17,60
2	0	0	0,00
3	0	0	0,00
4	0	0	0,00
<b>Totaal</b>		<b>2,15</b>	<b>17,60</b>

Maatgevende boring/sondering

Analyse onderkant deklaag

De bodemopbouw is op dit punt gebaseerd

### Opbarsten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
OK deklaag	6,75	m NAP	Onderkant van de deklaag	Niveau kruin berm min dikte deklaag achterland
$\phi; z; HHW$	0	m NAP	Stijgh. bij historisch hoogwater	Gegevens niet aanwezig
$\phi; z; GHW$	8,7803987	m NAP	Stijgh. bij gemiddelde jaarlijks hoogwater	Gelijk aan h;p

## Heave

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
i;crit	0,5	-	Maximaal toelaatbaar verval	ORZW 2012
$\phi; 0$	11,184319	m NAP	Stijghoogte onderkant deklaag	is gelijk aan $\phi; z$ ; MHW

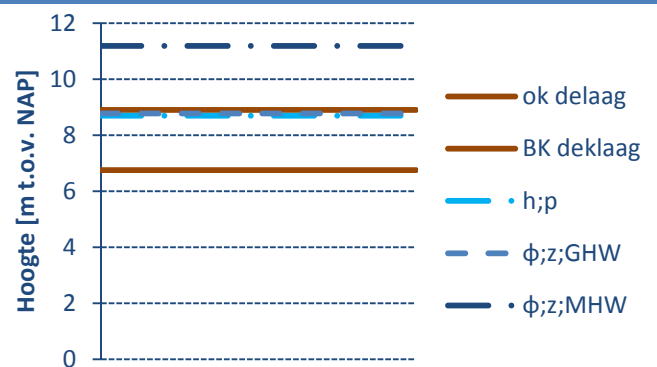
## Piping (formule van Sellmeijer)

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
B;dijkzate	30,4	m	Afstand tussen buitenteen en einde berm	(berekening ter informatie)
L;h;aanw.	38	m	Aanwezige horizontale kwelweglengte	x;uittree - x;intree
STPH;grond	Zand matig grof		Piping gevoelige grondsoort	-
$\theta$	37	°	Rolweerstandshoek van de zandkorrels	ORZW 2012
$\eta$	0,25	-	Coëfficiënt van White	ORZW 2012
D;wvp	30	m	Dikte watervoerend pakket	DVplan Grebbedijk - Heidemij Advies (1995)
k	50,9	m/dag	Doorlatendheid watervoerendpakket	DVplan Grebbedijk - Heidemij Advies (1995)
d70	307	$\mu\text{m}$	70-percentielwaarde v/d korrelverdeling	Obv boringen (matig grof zand onder deklaag)
d70;m	208	$\mu\text{m}$	Gemiddelde d70-waarde	ORZW 2012
RD	n.v.t.	-	De invloed van de relatieve dichtheid is in de toetsregel meegenomen	
RD;m	n.v.t.	-	in de modelonzekerheid ( $RD/RD_m=1$ )	
y;p	16	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht zandkorrels onder water	ORZW 2012
y;w	10	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht van het water	ORZW 2012

## Berekening op opbarsten

In naaststaande grafiek zijn de belangrijkste uitgangspunten van de berekening op opbarsten weergegeven. Deze bestaan uit de dikte van de deklaag en de bijbehorende stijghoogtelijnen onder verschillende omstandigheden. Ten aanzien van de stijghoogte lijnen geldt het volgende:

- De  $\phi; z; HHW$ -lijn kan niet hoger zijn dan de  $\phi; z; MHW$ -lijn
- de h;p-lijn kan niet lager zijn dan BK deklaag



## Gronddruk

Situatie	y;G;std	d	y;nat	Gronddruk
	-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
1 Basisschematisatie	0,9	2,15	17,60	14,71
2 0	0,9	2,15	17,60	14,71
3 0	0,9	2,15	17,60	14,71
4 -	0,9	2,15	17,60	14,71
5 -	0,9	2,15	17,60	14,71
D Definitieve berekening	0,9	2,15	17,60	14,71

## Waterdruk

Situatie	$\phi; z; GHW$	h;p	$\phi; z; MHW$	y;Q;dst	y;G;dst	Waterdruk
	m NAP	m NAP	m NAP	-	-	kN/m <sup>3</sup>

1	Basisschematisatie	8,7803987	8,7	11,184319	1	1	24,84
2	0	8,7803987	8,7	11,184319	1	1	24,84
3	0	8,7803987	8,7	11,184319	1	1	24,84
4	-	8,7803987	8,7	11,184319	1	1	24,84
5	-	8,7803987	8,7	11,184319	1	1	24,84
D	<b>Definitieve berekening</b>	8,7803987	8,7	11,184319	1	1	24,84

### Toets op opbarsten

De waterdruk kan nooit hoger zijn dan het niveau van het maatgevend hoog water aan buitendijkse zijde (zie 'Waterdruk bij MHW'). Daarom is hierop een controle uitgevoerd.

Situatie	Waterdruk kN/m <sup>3</sup>	Waterdruk bij MHW kN/m <sup>3</sup>	Controle -	Gronddruk kN/m <sup>3</sup>	Unity check -	Toetsresultaat -
1 Basisschematisatie	24,84	30,90	Oké	14,71	1,69	Voldoet niet
2 0	24,84	30,90	Oké	14,71	1,69	Voldoet niet
3 0	24,84	30,90	Oké	14,71	1,69	Voldoet niet
4 -	24,84	30,90	Oké	14,71	1,69	Voldoet niet
5 -	24,84	30,90	Oké	14,71	1,69	Voldoet niet
D <b>Definitieve berekening</b>	24,84	30,90	Oké	14,71	1,69	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op opbarsten. Daarom zal er een controle op heave uitgevoerd worden.

### Heaveberekening

Bij hydraulische grondbreuk ('Heave') vallen in de opwaarts gerichte kwelstroming de korrelspanningen in de grond weg, waardoor een drijfzandsituatie ontstaat. Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient bij een verticale kwelstroming het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt.

Situatie	$\phi; z; \text{MHW}$ m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H; \text{heave}$ m	$d$ m	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -
1 Basisschematisatie	11,184319	8,7	2,4843194	2,15	1,16	0,50
2 ODK deklaag op NAP +6	11,184319	8,7	2,4843194	1,6	1,55	0,50
3 0	11,184319	8,7	2,4843194	0,7	3,55	0,50
4 -	11,184319	8,7	2,4843194	2,15	1,16	0,50
5 -	11,184319	8,7	2,4843194	2,15	1,16	0,50
D <b>Definitieve berekening</b>	11,184319	8,7	2,4843194	2,15	1,16	0,50

### Toets op heave

Situatie	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -	Unity check -	
1 Basisschematisatie	1,16	0,50	2,31	Voldoet niet
2 ODK deklaag op NAP +6	1,55	0,50	3,11	Voldoet niet
3 0	3,55	0,50	7,10	Voldoet niet
4 -	1,16	0,50	2,31	Voldoet niet
5 -	1,16	0,50	2,31	Voldoet niet
D <b>Definitieve berekening</b>	1,16	0,50	2,31	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op heave. Daarom zal er een controle op piping uitgevoerd worden.

### Pipingberekening (formule van Sellmeijer 2012)

Situatie	MHW m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H$ m	$d$ m	$D$ m	$L; h; \text{aanw.}$ m	$k$ m/dag	$\gamma_p$ kN/m <sup>3</sup>
----------	--------------	-----------------	-----------------	----------	----------	---------------------------	--------------	---------------------------------

1	Basisschematisatie	11,79	8,7	3,09	2,15	30	38	50,9	16
2	0	11,79	8,7	3,09	2,15	30	38	50,9	16
3	0	11,79	8,7	3,09	2,15	30	38	50,9	16
4	0	11,79	8,7	3,09	2,15	30	38	50,9	16
5	0	11,79	8,7	3,09	2,15	30	38	50,9	16
D	<b>Definitieve berekening</b>	11,79	8,7	3,09	2,15	30	38	50,9	16

Situatie	d70 µm	y <sub>b</sub> -	y <sub>mp</sub> -	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m
1 Basisschematisatie	307	1,2	1,52	1,09	2,45
2 0	307	1,2	1,52	1,09	2,45
3 0	307	1,2	1,52	1,09	2,45
4 0	307	1,2	1,52	1,09	2,45
5 0	307	1,2	1,52	1,09	2,45
D <b>Definitieve berekening</b>	307	1,2	1,52	1,09	2,45

### Toets op piping

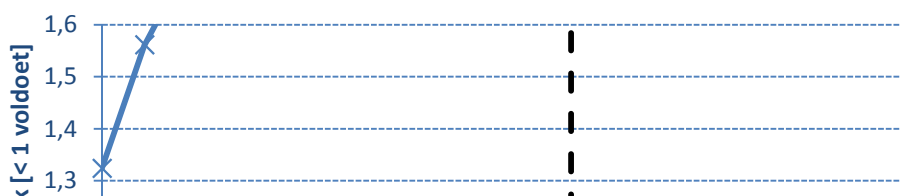
Situatie	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m	Unity check -	L;benod m	L;tekort m
1 Basisschematisatie	1,09	2,45	2,24	98,65	60,65
2 0	1,09	2,45	2,24	98,64	60,64
3 0	1,09	2,45	2,24	98,65	60,65
4 0	1,09	2,45	2,24	98,65	60,65
5 0	1,09	2,45	2,24	98,65	60,65
D <b>Definitieve berekening</b>	1,09	2,45	2,24	98,65	60,65

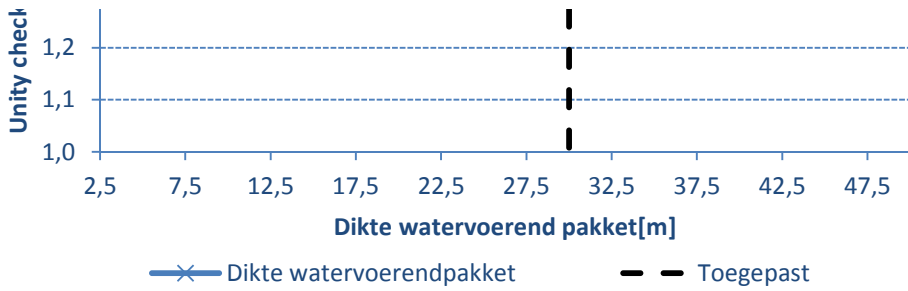
### Conclusie

Het dwarsprofiel voldoet niet op het faalmechanisme piping en heave (STPH).

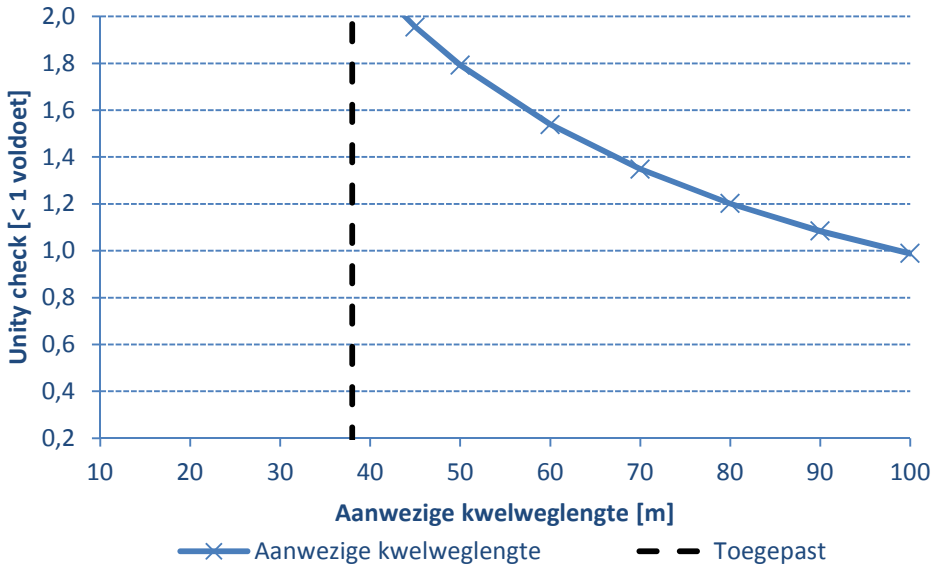
### Gevoeligheidsanalyse Sellmeijer 2012 (o.b.v. definitieve berekening)

#### Dikte van het watervoerend pakket

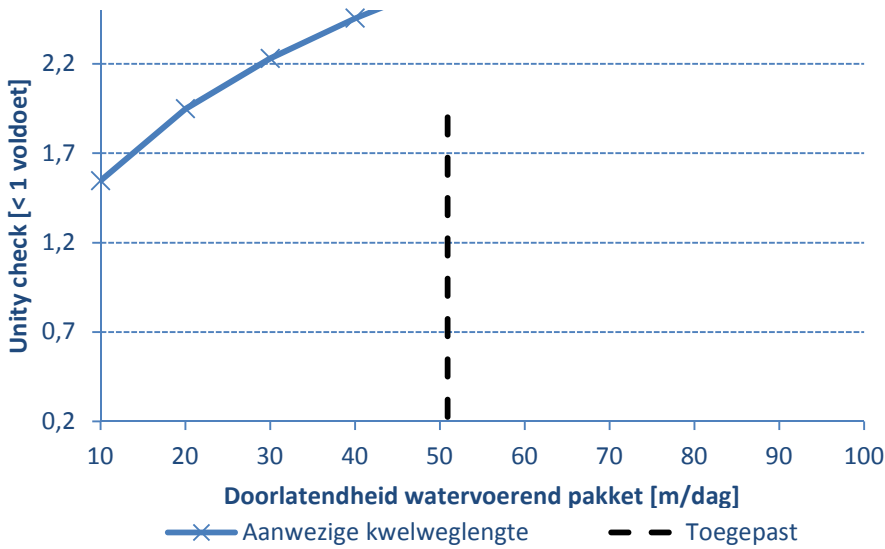




**Aanwezig kwelweglengte**



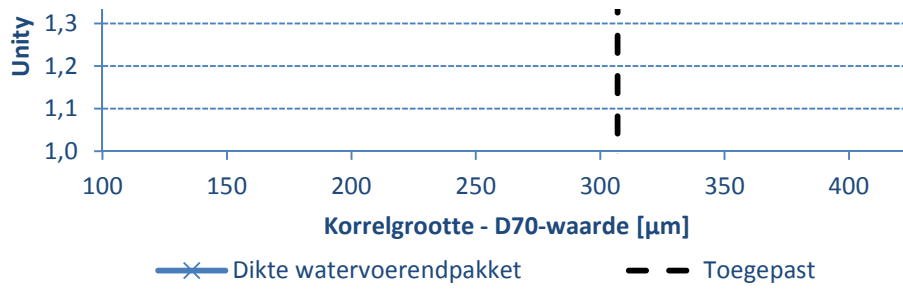
**Doorlatendheid van het watervoerend pakket**



**Korrelgrootte (de d70-waarde)**







# Ontwerp en toetsreken sheet waterkeringen Royal Haskoning DHV

## Opbarsten, heave en piping voor een groene kering (STPH)

Piping (onderloopsheid) is een verschijnsel wat ontstaat als gevolg van kwelstroming door verval over de kering. Door deze kwelstroming kunnen gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen worden meegevoerd. Het faalmechanisme piping kan alleen optreden wanneer er ten eerste sprake is van opbarsten en ten tweede van heave. Heave kan enkel optreden wanneer er sprake is van opbarsten. Indien er geen deklaag aanwezig is achter de waterkering is een controle op opbarsten en heave niet relevant waardoor er direct een pipingberekening uitgevoerd kan worden.

### Uitgangspunten

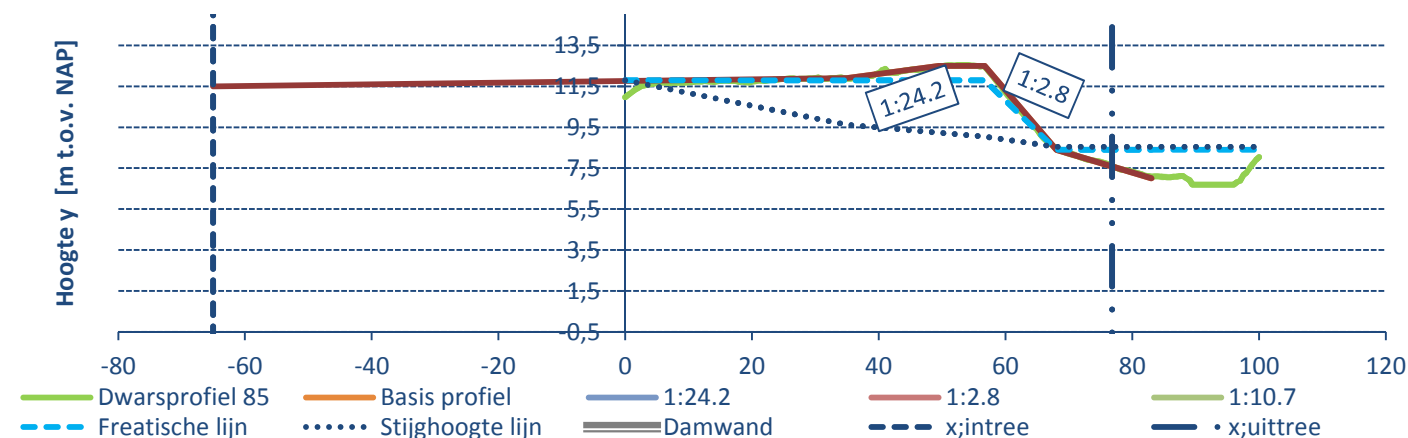
Onderstaand zijn de uitgangspunten weergegeven welke zijn gehanteerd in de basisschematisatie. De uitgangspunten kunnen afwijken van de definitieve berekening.

### Veiligheidsfactoren

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$\gamma; b$	1,2	-	Schematiseringsfactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; mp$	1,52	-	Schadefactor of sterktefactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; G; dst$	1	-	Blijvende belasting ongunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; G; std$	0,9	-	Blijvende belasting gunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; Q; dst$	1,5	-	Veranderlijke belasting ongunstig	OI2014 v3
$\gamma; heave$	1	-	Veiligheidsfactor voor Heave	ORZW 2012

### Algemene uitgangspunten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$x; intree$	-65	-	Maatgevende locatie intredepunt	-
$x; uittree$	76,8	-	Maatgevende locatie uittredepunt	-
BIT	8,4	m NAP	Maaiveldniveau tpv de binnenteen	ter informatie
$h; p$	8,4	m NAP	Polderpeil, vrije waterstand of maaiveld	Gelijk genomen aa niveau binnenteen
$\phi; BIT$	8,5350861	m NAP	Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen	ter informatie
$\phi; z; MHW$	8,5350861	m NAP	Stijghoogte bij het uittredepunt	0
$\Delta H; aanwezig$	3,39	m	Aanwezig stijghoogteverval	MHW - $h; p$



### Deklaag

Deel	Grondsoort	Dikte [m]	$\gamma; nat$ [kN/m3]
1	0	7	17,60
2	0	0	0,00
3	0	0	0,00
4	0	0	0,00
<b>Totaal</b>		<b>7</b>	<b>17,60</b>

Maatgevende boring/sondering

Analyse onderkant deklaag

De bodemopbouw is op dit punt gebaseerd

### Opbarsten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
OK deklaag	0	m NAP	Onderkant van de deklaag	Niveau kruin berm min dikte deklaag achterland
$\phi; z; HHW$	0	m NAP	Stijgh. bij historisch hoogwater	Gegevens niet aanwezig
$\phi; z; GHW$	8,4	m NAP	Stijgh. bij gemiddelde jaarlijks hoogwater	Gelijk aan h;p

## Heave

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
i;crit	0,5	-	Maximaal toelaatbaar verval	ORZW 2012
$\phi; 0$	8,5350861	m NAP	Stijghoogte onderkant deklaag	is gelijk aan $\phi; z$ ; MHW

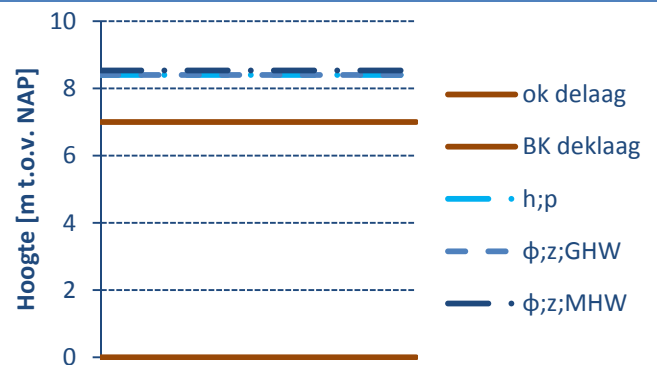
## Piping (formule van Sellmeijer)

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
B;dijkzate	48	m	Afstand tussen buitenteen en einde berm	(berekening ter informatie)
L;h;aanw.	141,8	m	Aanwezige horizontale kwelweglengte	x;uittree - x;intree
STPH;grond	Zand matig grof		Piping gevoelige grondsoort	-
$\theta$	37	°	Rolweerstandshoek van de zandkorrels	ORZW 2012
$\eta$	0,25	-	Coëfficiënt van White	ORZW 2012
D;wvp	30	m	Dikte watervoerend pakket	DVplan Grebbedijk - Heidemij Advies (1995)
k	50,9	m/dag	Doorlatendheid watervoerendpakket	DVplan Grebbedijk - Heidemij Advies (1995)
d70	307	$\mu\text{m}$	70-percentielwaarde v/d korrelverdeling	obv boring (matig grof zand onder deklaag)
d70;m	208	$\mu\text{m}$	Gemiddelde d70-waarde	ORZW 2012
RD	n.v.t.	-	De invloed van de relatieve dichtheid is in de toetsregel meegenomen	
RD;m	n.v.t.	-	in de modelonzekerheid ( $RD/RD_m=1$ )	
y;p	16	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht zandkorrels onder water	ORZW 2012
y;w	10	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht van het water	ORZW 2012

## Berekening op opbarsten

In naaststaande grafiek zijn de belangrijkste uitgangspunten van de berekening op opbarsten weergegeven. Deze bestaan uit de dikte van de deklaag en de bijbehorende stijghoogtelijnen onder verschillende omstandigheden. Ten aanzien van de stijghoogte lijnen geldt het volgende:

- De  $\phi; z; HHW$ -lijn kan niet hoger zijn dan de  $\phi; z; MHW$ -lijn
- de h;p-lijn kan niet lager zijn dan BK deklaag



## Gronddruk

Situatie	y;G;std	d	y;nat	Gronddruk
	-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
1 Basisschematisatie	0,9	7	17,60	47,88
2 0	0,9	7	17,60	47,88
3 0	0,9	7	17,60	47,88
4 -	0,9	7	17,60	47,88
5 -	0,9	7	17,60	47,88
D Definitieve berekening	0,9	7	17,60	47,88

## Waterdruk

Situatie	$\phi; z; GHW$	h;p	$\phi; z; MHW$	y;Q;dst	y;G;dst	Waterdruk
	m NAP	m NAP	m NAP	-	-	kN/m <sup>3</sup>

1	Basisschematisatie	8,4	8,4	8,5350861	1	1	1,35
2	0	8,4	8,4	8,5350861	1	1	1,35
3	0	8,4	8,4	8,5350861	1	1	1,35
4	-	8,4	8,4	8,5350861	1	1	1,35
5	-	8,4	8,4	8,5350861	1	1	1,35
D	<b>Definitieve berekening</b>	8,4	8,4	8,5350861	1	1	1,35

### Toets op opbarsten

De waterdruk kan nooit hoger zijn dan het niveau van het maatgevend hoog water aan buitendijkse zijde (zie 'Waterdruk bij MHW'). Daarom is hierop een controle uitgevoerd.

Situatie	Waterdruk kN/m <sup>3</sup>	Waterdruk bij MHW kN/m <sup>3</sup>	Controle -	Gronddruk kN/m <sup>3</sup>	Unity check -	Toetsresultaat -
1 Basisschematisatie	1,35	33,90	Oké	47,88	0,03	Voldoet
2 0	1,35	33,90	Oké	47,88	0,03	Voldoet
3 0	1,35	33,90	Oké	47,88	0,03	Voldoet
4 -	1,35	33,90	Oké	47,88	0,03	Voldoet
5 -	1,35	33,90	Oké	47,88	0,03	Voldoet
D <b>Definitieve berekening</b>	1,35	33,90	Oké	47,88	0,03	Voldoet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet op opbarsten. Toch zal er een controle op heave uitgevoerd worden.

### Heaveberekening

Bij hydraulische grondbreuk ('Heave') vallen in de opwaarts gerichte kwelstroming de korrelspanningen in de grond weg, waardoor een drijfzandsituatie ontstaat. Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient bij een verticale kwelstroming het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt.

Situatie	$\phi; z; \text{MHW}$ m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H; \text{heave}$ m	$d$ m	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -
1 Basisschematisatie	8,5350861	8,4	0,1350861	7	0,02	0,50
2 ODK deklaag op NAP +6	8,5350861	8,4	0,1350861	1,6	0,08	0,50
3 0	8,5350861	8,4	0,1350861	0,7	0,19	0,50
4 -	8,5350861	8,4	0,1350861	7	0,02	0,50
5 -	8,5350861	8,4	0,1350861	7	0,02	0,50
D <b>Definitieve berekening</b>	8,5350861	8,4	0,1350861	7	0,02	0,50

### Toets op heave

Situatie	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -	Unity check -	
1 Basisschematisatie	0,02	0,50	0,04	Voldoet
2 ODK deklaag op NAP +6	0,08	0,50	0,17	Voldoet
3 0	0,19	0,50	0,39	Voldoet
4 -	0,02	0,50	0,04	Voldoet
5 -	0,02	0,50	0,04	Voldoet
D <b>Definitieve berekening</b>	0,02	0,50	0,04	Voldoet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet op heave. Toch zal er een controle op piping uitgevoerd worden.

### Pipingberekening (formule van Sellmeijer 2012)

MHW	$h; p$	$\Delta H$	$d$	$D$	$L; h; \text{aanw.}$	$k$	$yp$
-----	--------	------------	-----	-----	----------------------	-----	------

Situatie	m NAP	m NAP	m	m	m	m	m/dag	kN/m3
1 Basisschematisatie	11,79	8,4	3,39	7	30	141,8	50,9	16
2 0	11,79	8,4	3,39	7	30	141,8	50,9	16
3 0	11,79	8,4	3,39	7	30	141,8	50,9	16
4 0	11,79	8,4	3,39	7	30	141,8	50,9	16
5 0	11,79	8,4	3,39	7	30	141,8	50,9	16
D Definitieve berekening	11,79	8,4	3,39	7	30	141,8	50,9	16

Situatie	d70 µm	y <sub>b</sub>	y <sub>mp</sub>	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m
1 Basisschematisatie	307	1,2	1,52	3,37	1,29
2 0	307	1,2	1,52	3,37	1,29
3 0	307	1,2	1,52	3,37	1,29
4 0	307	1,2	1,52	3,37	1,29
5 0	307	1,2	1,52	3,37	1,29
D Definitieve berekening	307	1,2	1,52	3,37	1,29

### Toets op piping

Situatie	ΔH;kritiek	ΔH;optr	Unity check	L;benod L;tekort	
	m	m	-	m	m
1 Basisschematisatie	3,37	1,29	0,38	Voldoet	46,74 -95,06
2 0	3,37	1,29	0,38	Voldoet	46,74 -95,06
3 0	3,37	1,29	0,38	Voldoet	46,74 -95,06
4 0	3,37	1,29	0,38	Voldoet	46,74 -95,06
5 0	3,37	1,29	0,38	Voldoet	46,74 -95,06
D Definitieve berekening	3,37	1,29	0,38	Voldoet	46,74 -95,06

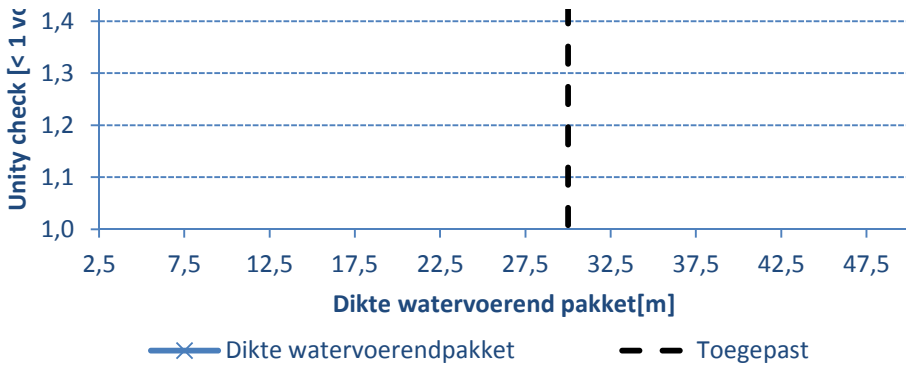
### Conclusie

In deze situatie treedt, vanwege het hoge en brede voorland met een dikke deklaag, geen opbarsten op. Veiligheid tegen piping is daarom voldoende.

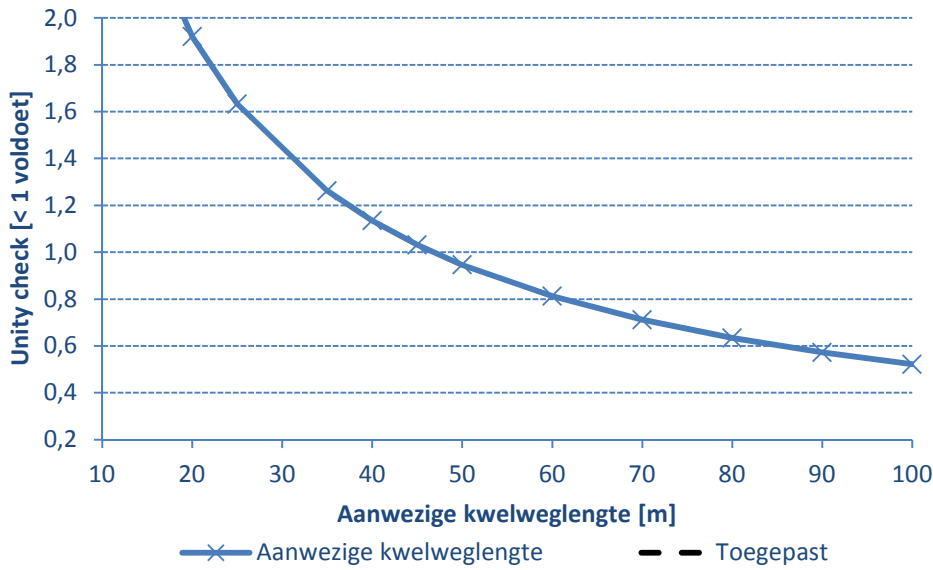
### Gevoeligheidsanalyse Sellmeijer 2012 (o.b.v. definitieve berekening)

#### Dikte van het watervoerend pakket

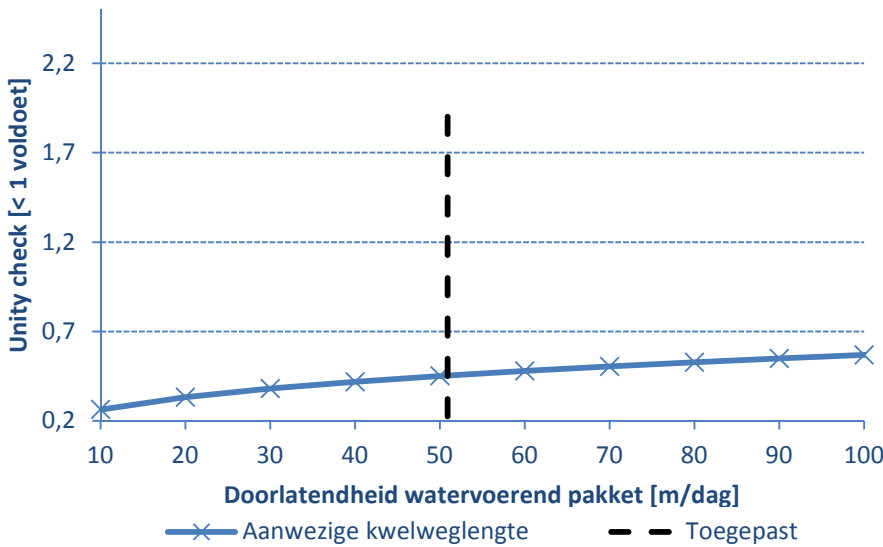




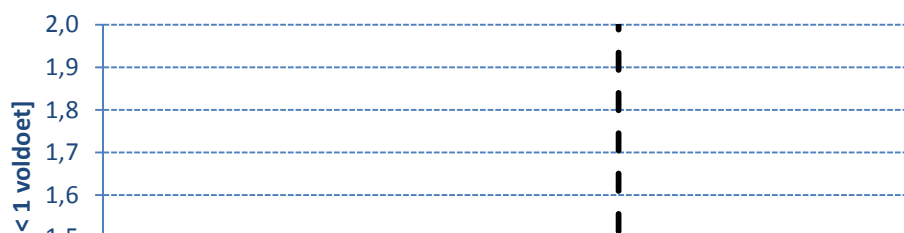
**Aanwezig kwelweglengte**

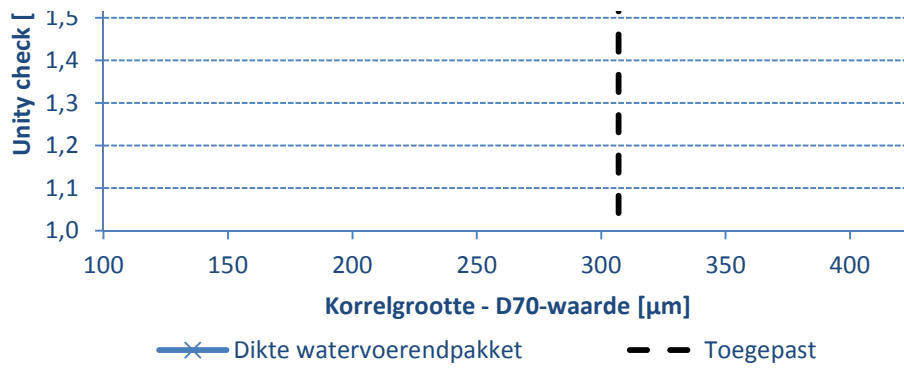


**Doorlatendheid van het watervoerend pakket**



**Korrelgrootte (de d70-waarde)**





# Ontwerp en toetsreken sheet waterkeringen Royal Haskoning DHV

## Opbarsten, heave en piping voor een groene kering (STPH)

Piping (onderloopsheid) is een verschijnsel wat ontstaat als gevolg van kwelstroming door verval over de kering. Door deze kwelstroming kunnen gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen worden meegevoerd. Het faalmechanisme piping kan alleen optreden wanneer er ten eerste sprake is van opbarsten en ten tweede van heave. Heave kan enkel optreden wanneer er sprake is van opbarsten. Indien er geen deklaag aanwezig is achter de waterkering is een controle op opbarsten en heave niet relevant waardoor er direct een pipingberekening uitgevoerd kan worden.

### Uitgangspunten

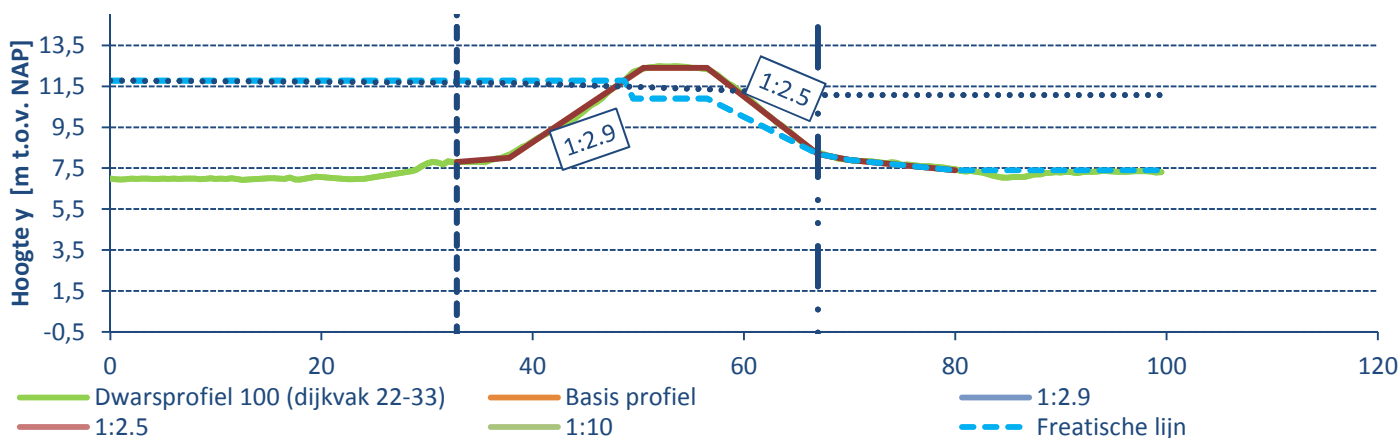
Onderstaand zijn de uitgangspunten weergegeven welke zijn gehanteerd in de basisschematisatie. De uitgangspunten kunnen afwijken van de definitieve berekening.

### Veiligheidsfactoren

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$\gamma; b$	1,2	-	Schematiseringsfactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; mp$	1,52	-	Schadefactor of sterktefactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; G; dst$	1	-	Blijvende belasting ongunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; G; std$	0,9	-	Blijvende belasting gunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; Q; dst$	1,5	-	Veranderlijke belasting ongunstig	OI2014 v3
$\gamma; heave$	1	-	Veiligheidsfactor voor Heave	ORZW 2012

### Algemene uitgangspunten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$x;intree$	32,8	-	Maatgevende locatie intredepunt	-
$x;uittree$	67	-	Maatgevende locatie uittredepunt	-
BIT	8,2	m NAP	Maaiveldniveau tpv de binnenteen	ter informatie
$h;p$	7,4	m NAP	Polderpeil, vrije waterstand of maaiveld	Gem. GWS Heidemij DP23-DP32
$\phi; BIT$	11,068841	m NAP	Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen	ter informatie
$\phi; z; MHW$	11,068841	m NAP	Stijghoogte bij het uittredepunt	0
$\Delta H; aanwezig$	4,37	m	Aanwezig stijghoogteverval	MHW - $h;p$



### Deklaag

Deel	Grondsoort	Dikte [m]	$\gamma; nat$ [kN/m3]
1	0	2,2	17,60
2	0	0	0,00
3	0	0	0,00
4	0	0	0,00
<b>Totaal</b>		<b>2,2</b>	<b>17,60</b>

Maatgevende boring/sondering

B219

De bodemopbouw is op dit punt gebaseerd

### Opbarsten



	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
OK deklaag	6	m NAP	Onderkant van de deklaag	Niveau kruin berm min dikte deklaag achterland
$\phi; z; HHW$	0	m NAP	Stijgh. bij historisch hoogwater	30-1-2017
$\phi; z; GHW$	8,5753723	m NAP	Stijgh. bij gemiddelde jaarlijks hoogwater	Gelijk aan h;p

## Heave

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
i;crit	0,5	-	Maximaal toelaatbaar verval	ORZW 2012
$\phi; 0$	11,068841	m NAP	Stijghoogte onderkant deklaag	is gelijk aan $\phi; z$ ; MHW

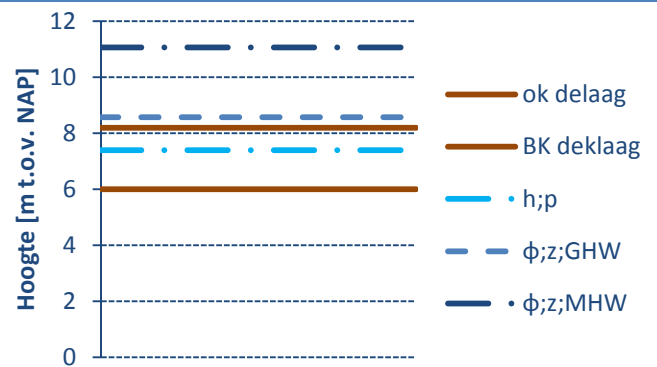
## Piping (formule van Sellmeijer)

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
B;dijkzate	42,2	m	Afstand tussen buitenteen en einde berm	(berekening ter informatie)
L;h;aanw.	34,2	m	Aanwezige horizontale kwelweglengte	x;uitree - x;intree
STPH;grond	Zand matig grof		Piping gevoelige grondsoort	-
$\theta$	37	°	Rolweerstandshoek van de zandkorrels	ORZW 2012
$\eta$	0,25	-	Coëfficiënt van White	ORZW 2012
D;wvp	30	m	Dikte watervoerend pakket	DVplan Grebbedijk - Heidemij Advies (1995)
k	50,9	m/dag	Doorlatendheid watervoerendpakket	Op basis van verzameling korrelverdelingen
d70	307	$\mu\text{m}$	70-percentielwaarde v/d korrelverdeling	Op basis van verzameling korrelverdelingen
d70;m	208	$\mu\text{m}$	Gemiddelde d70-waarde	ORZW 2012
RD	n.v.t.	-	De invloed van de relatieve dichtheid is in de toetsregel meegenomen	
RD;m	n.v.t.	-	in de modelonzekerheid ( $RD/RD_m=1$ )	
y;p	16	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht zandkorrels onder water	ORZW 2012
y;w	10	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht van het water	ORZW 2012

## Berekening op opbarsten

In naaststaande grafiek zijn de belangrijkste uitgangspunten van de berekening op opbarsten weergegeven. Deze bestaan uit de dikte van de deklaag en de bijbehorende stijghoogtelijnen onder verschillende omstandigheden. Ten aanzien van de stijghoogte lijnen geldt het volgende:

- De  $\phi; z; HHW$ -lijn kan niet hoger zijn dan de  $\phi; z; MHW$ -lijn
- de h;p-lijn kan niet lager zijn dan BK deklaag



## Gronddruk

Situatie	y;G;std	d	y;nat	Gronddruk
	-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
1 Basisschematisatie	0,9	2,2	17,60	15,05
2 0	0,9	2,2	17,60	15,05
3 0	0,9	2,2	17,60	15,05
4 -	0,9	2,2	17,60	15,05
5 -	0,9	2,2	17,60	15,05
D Definitieve berekening	0,9	2,2	17,60	15,05

## Waterdruk

Situatie	$\phi; z; GHW$	h;p	$\phi; z; MHW$	$\gamma; Q; dst$	$\gamma; G; dst$	Waterdruk
	m NAP	m NAP	m NAP	-	-	kN/m <sup>3</sup>

1	Basisschematisatie	8,5753723	7,4	11,068841	1	1	36,69
2	0	8,5753723	7,4	11,068841	1	1	36,69
3	0	8,5753723	7,4	11,068841	1	1	36,69
4	-	8,5753723	7,4	11,068841	1	1	36,69
5	-	8,5753723	7,4	11,068841	1	1	36,69
D	<b>Definitieve berekening</b>	8,5753723	7,4	11,068841	1	1	36,69

### Toets op opbarsten

De waterdruk kan nooit hoger zijn dan het niveau van het maatgevend hoog water aan buitendijkse zijde (zie 'Waterdruk bij MHW'). Daarom is hierop een controle uitgevoerd.

Situatie	Waterdruk kN/m <sup>3</sup>	Waterdruk bij MHW kN/m <sup>3</sup>	Controle -	Gronddruk kN/m <sup>3</sup>	Unity check -	Toetsresultaat -
1 Basisschematisatie	36,69	43,70	Oké	15,05	2,44	Voldoet niet
2 0	36,69	43,70	Oké	15,05	2,44	Voldoet niet
3 0	36,69	43,70	Oké	15,05	2,44	Voldoet niet
4 -	36,69	43,70	Oké	15,05	2,44	Voldoet niet
5 -	36,69	43,70	Oké	15,05	2,44	Voldoet niet
D <b>Definitieve berekening</b>	36,69	43,70	Oké	15,05	2,44	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op opbarsten. Daarom zal er een controle op heave uitgevoerd worden.

### Heaveberekening

Bij hydraulische grondbreuk ('Heave') vallen in de opwaarts gerichte kwelstroming de korrelspanningen in de grond weg, waardoor een drijfzandsituatie ontstaat. Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient bij een verticale kwelstroming het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt.

Situatie	$\phi; z; \text{MHW}$ m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H; \text{heave}$ m	$d$ m	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -
1 Basisschematisatie	11,068841	7,4	3,6688406	2,2	1,67	0,50
2 ODK deklaag op NAP +5.2m	11,068841	7,4	3,6688406	2,2	1,67	0,50
3 0	11,068841	7,4	3,6688406	2,2	1,67	0,50
4 -	11,068841	7,4	3,6688406	2,2	1,67	0,50
5 -	11,068841	7,4	3,6688406	2,2	1,67	0,50
D <b>Definitieve berekening</b>	11,068841	7,4	3,6688406	2,2	1,67	0,50

### Toets op heave

Situatie	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -	Unity check -	
1 Basisschematisatie	1,67	0,50	3,34	Voldoet niet
2 ODK deklaag op NAP +5.2m	1,67	0,50	3,34	Voldoet niet
3 0	1,67	0,50	3,34	Voldoet niet
4 -	1,67	0,50	3,34	Voldoet niet
5 -	1,67	0,50	3,34	Voldoet niet
D <b>Definitieve berekening</b>	1,67	0,50	3,34	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op heave. Daarom zal er een controle op piping uitgevoerd worden.

### Pipingberekening (formule van Sellmeijer 2012)

MHW     $h; p$      $\Delta H$      $d$      $D$      $L; h; \text{aanw.}$      $k$      $yp$

Situatie	m NAP	m NAP	m	m	m	m	m/dag	kN/m3
1 Basisschematisatie	11,77	7,4	4,37	2,2	30	34,2	50,9	16
2 0	11,77	7,4	4,37	2,2	30	34,2	50,9	16
3 0	11,77	7,4	4,37	2,2	30	34,2	50,9	16
4 0	11,77	7,4	4,37	2,2	30	34,2	50,9	16
5 0	11,77	7,4	4,37	2,2	30	34,2	50,9	16
D Definitieve berekening	11,77	7,4	4,37	2,2	30	34,2	50,9	16

Situatie	d70 µm	y <sub>b</sub>	y <sub>mp</sub>	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m
1 Basisschematisatie	307	1,2	1,52	1,00	3,71
2 0	307	1,2	1,52	1,00	3,71
3 0	307	1,2	1,52	1,00	3,71
4 0	307	1,2	1,52	1,00	3,71
5 0	307	1,2	1,52	1,00	3,71
D Definitieve berekening	307	1,2	1,52	1,00	3,71

### Toets op piping

Situatie	ΔH;kritiek	ΔH;optr	Unity check	L;tekort	
	m	m	-	m	m
1 Basisschematisatie	1,00	3,71	3,70	Voldoet niet	157,51 / 123,31
2 0	1,00	3,71	3,70	Voldoet niet	157,51 / 123,31
3 0	1,00	3,71	3,70	Voldoet niet	157,51 / 123,31
4 0	1,00	3,71	3,70	Voldoet niet	157,51 / 123,31
5 0	1,00	3,71	3,70	Voldoet niet	157,51 / 123,31
D Definitieve berekening	1,00	3,71	3,70	Voldoet niet	157,51 / 123,31

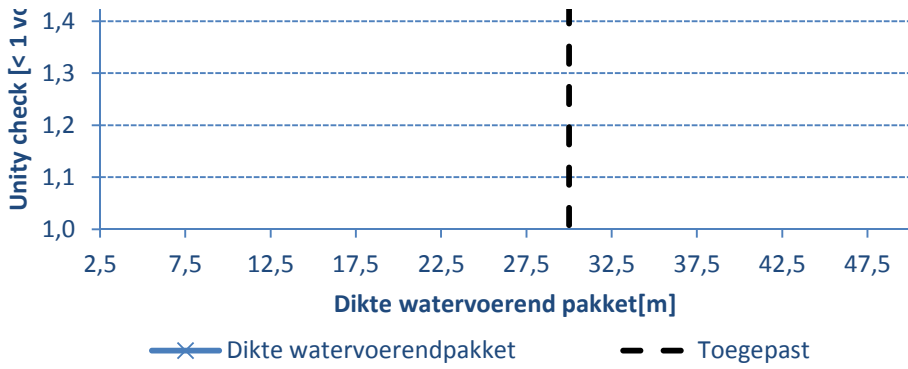
### Conclusie

De veiligheid tegen opbarsten, heave en piping is onvoldoende. Dit profiel voldoet niet op piping.

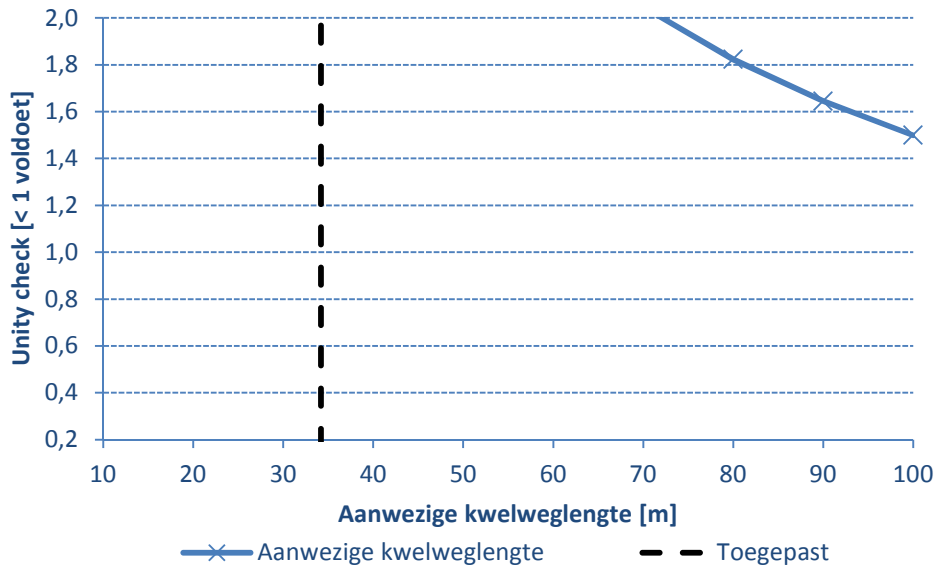
### Gevoeligheidsanalyse Sellmeijer 2012 (o.b.v. definitieve berekening)

#### Dikte van het watervoerend pakket

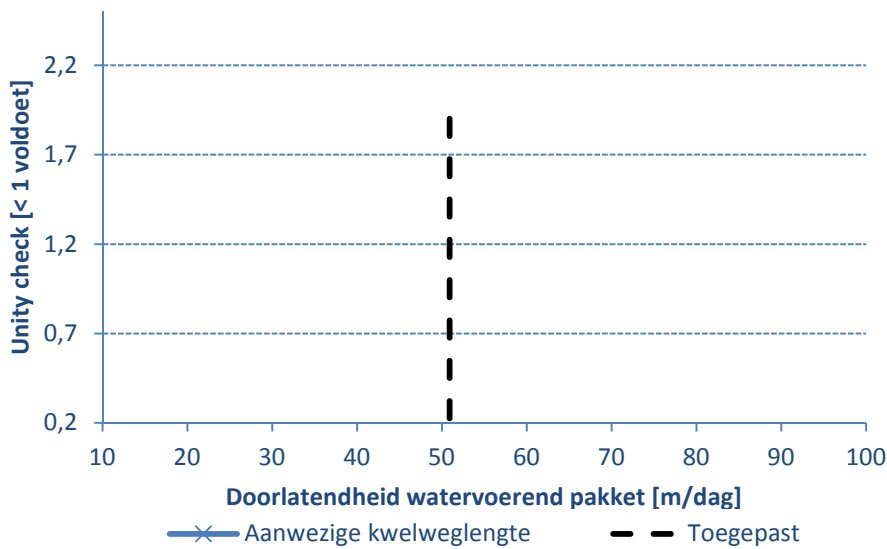




**Aanwezig kwelweglengte**

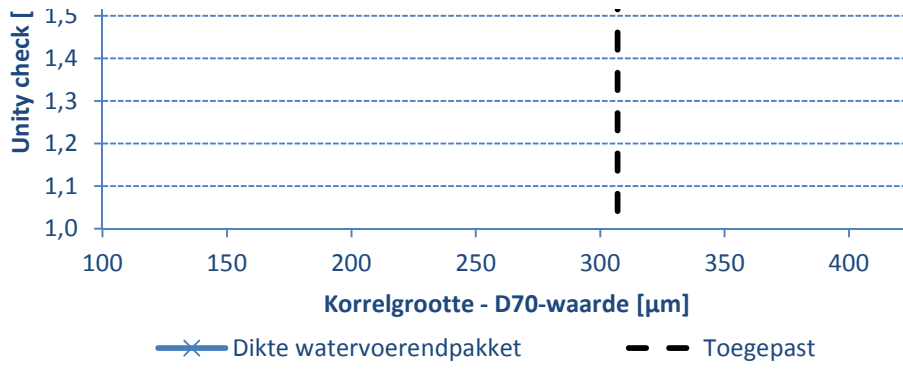


**Doorlatendheid van het watervoerend pakket**



**Korrelgrootte (de d70-waarde)**





# Ontwerp en toetsreken sheet waterkeringen Royal Haskoning DHV

## Opbarsten, heave en piping voor een groene kering (STPH)

Piping (onderloopsheid) is een verschijnsel wat ontstaat als gevolg van kwelstroming door verval over de kering. Door deze kwelstroming kunnen gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen worden meegevoerd. Het faalmechanisme piping kan alleen optreden wanneer er ten eerste sprake is van opbarsten en ten tweede van heave. Heave kan enkel optreden wanneer er sprake is van opbarsten. Indien er geen deklaag aanwezig is achter de waterkering is een controle op opbarsten en heave niet relevant waardoor er direct een pipingberekening uitgevoerd kan worden.

### Uitgangspunten

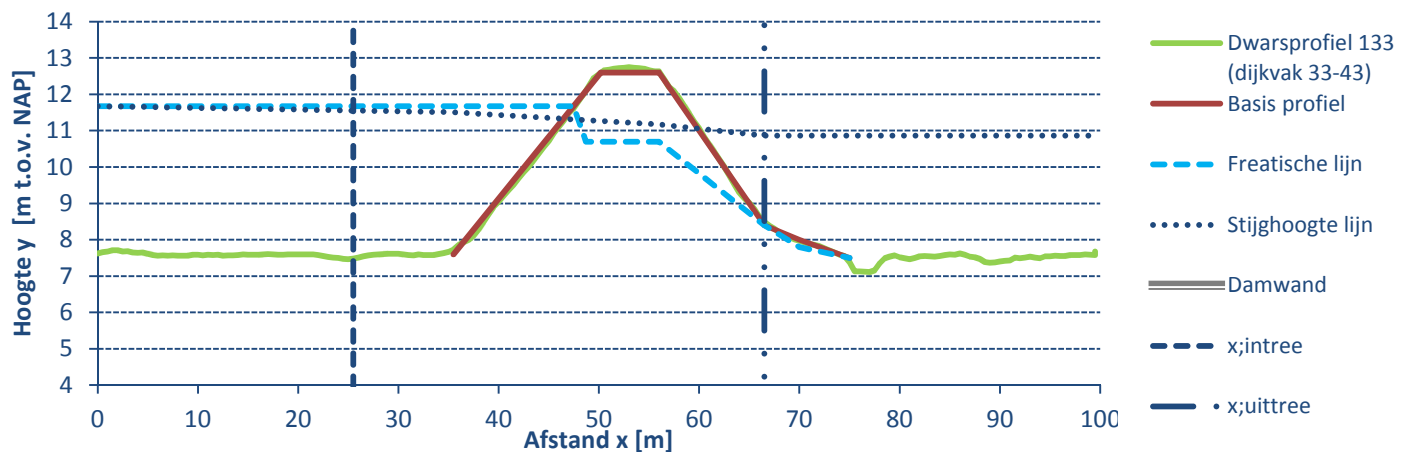
Onderstaand zijn de uitgangspunten weergegeven welke zijn gehanteerd in de basisschematisatie. De uitgangspunten kunnen afwijken van de definitieve berekening.

### Veiligheidsfactoren

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$\gamma; b$	1,2	-	Schematiseringsfactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; mp$	1,52	-	Schadefactor of sterktefactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; G; dst$	1	-	Blijvende belasting ongunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; G; std$	0,9	-	Blijvende belasting gunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; Q; dst$	1,5	-	Veranderlijke belasting ongunstig	OI2014 v3
$\gamma; heave$	1	-	Veiligheidsfactor voor Heave	ORZW 2012

### Algemene uitgangspunten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$x; intree$	25,5	-	Maatgevende locatie intredepunt	-
$x; uittree$	66,5	-	Maatgevende locatie uittredepunt	Opbarsten in berm
BIT	8,4	m NAP	Maaiveldniveau tpv de binnenteen	ter informatie
$h; p$	7,5	m NAP	Polderpeil, vrije waterstand of maaiveld	Gem. GWS Heidemij DP33-DP44
$\phi; BIT$	10,86	m NAP	Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen	ter informatie
$\phi; z; MHW$	10,86	m NAP	Stijghoogte bij het uittredepunt	0
$\Delta H; aanwezig$	4,17	m	Aanwezig stijghoogteverval	MHW - $h; p$



### Deklaag

Deel	Grondsoort	Dikte [m]	$\gamma; nat$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	Klei	1,9	17,60
2	0	0	0,00
3	0	0	0,00
4	0	0	0,00
<b>Totaal</b>		<b>1,9</b>	<b>17,60</b>

Maatgevende boring/sondering

Tek. 1-4 (Heidemij); B212

De bodemopbouw is op dit punt gebaseerd

### Opbarsten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
OK deklaag	6,5	m NAP	Onderkant van de deklaag	DKPM203 - Niveau kruin berm-dikte deklaag AL
$\phi; z; HHW$	0	m NAP	Stijgh. bij historisch hoogwater	Gegevens niet aanwezig
$\phi; z; GHW$	8,55	m NAP	Stijgh. bij gemiddelde jaarlijks hoogwater	Berekend n.a.v. halfjaarlijkse GHW

## Heave

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$i; crit$	0,5	-	Maximaal toelaatbaar verval	ORZW 2012
$\phi; 0$	10,86	m NAP	Stijghoogte onderkant deklaag	is gelijk aan $\phi; z$ ; MHW

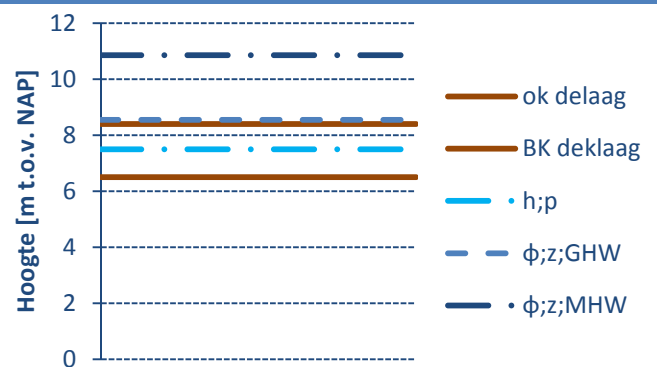
## Piping (formule van Sellmeijer)

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$B; dijkzate$	39,5	m	Afstand tussen buitenteen en einde berm	(berekening ter informatie)
$L; h; aanw.$	41	m	Aanwezige horizontale kwelweglengte	$x; uitree - x; intree$
STPH; grond	Zand matig grof		Piping gevoelige grondsoort	-
$\theta$	37	°	Rolweerstandshoek van de zandkorrels	ORZW 2012
$\eta$	0,25	-	Coëfficiënt van White	ORZW 2012
$D; wvp$	30	m	Dikte watervoerend pakket	DVplan Grebbedijk - Heidemij Advies (1995)
$k$	50,9	m/dag	Doorlatendheid watervoerendpakket	Op basis van verzameling korrelverdelingen
$d70$	307	$\mu m$	70-percentielwaarde v/d korrelverdeling	Op basis van verzameling korrelverdelingen
$d70; m$	208	$\mu m$	Gemiddelde $d70$ -waarde	ORZW 2012
RD	n.v.t.	-	De invloed van de relatieve dichtheid is in de toetsregel meegenomen	
$RD; m$	n.v.t.	-	in de modelonzekerheid ( $RD/RD_m=1$ )	
$\gamma; p$	16	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht zandkorrels onder water	ORZW 2012
$\gamma; w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht van het water	ORZW 2012

## Berekening op opbarsten

In naaststaande grafiek zijn de belangrijkste uitgangspunten van de berekening op opbarsten weergegeven. Deze bestaan uit de dikte van de deklaag en de bijbehorende stijghoogtelijnen onder verschillende omstandigheden. Ten aanzien van de stijghoogte lijnen geldt het volgende:

- De  $\phi; z; HHW$ -lijn kan niet hoger zijn dan de  $\phi; z; MHW$ -lijn
- de  $h; p$ -lijn kan niet lager zijn dan BK deklaag



## Gronddruk

Situatie	$\gamma; G; std$	$d$	$\gamma; nat$	Gronddruk
	-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
1 Basisschematisatie	0,9	1,9	17,60	13,00
2 0	0,9	1,9	17,60	13,00
3 0	0,9	1,9	17,60	13,00
4 -	0,9	1,9	17,60	13,00
5 -	0,9	1,9	17,60	13,00
D Definitieve berekening	0,9	1,9	17,60	13,00

## Waterdruk

$\phi; z; GHW$   $h; p$   $\phi; z; MHW$   $\gamma; Q; dst$   $\gamma; G; dst$  Waterdruk



Situatie	m NAP	m NAP	m NAP	-	-	kN/m3
1 Basisschematisatie	8,5475028	7,5	10,860067	1	1	33,60
2 0	8,5475028	7,5	10,860067	1	1	33,60
3 0	8,5475028	7,5	10,860067	1	1	33,60
4 -	8,5475028	7,5	10,860067	1	1	33,60
5 -	8,5475028	7,5	10,860067	1	1	33,60
D Definitieve berekening	8,5475028	7,5	10,860067	1	1	33,60

### Toets op opbarsten

De waterdruk kan nooit hoger zijn dan het niveau van het maatgevend hoog water aan buitendijkse zijde (zie 'Waterdruk bij MHW'). Daarom is hierop een controle uitgevoerd.

Situatie	Waterdruk kN/m3	Waterdruk bij MHW kN/m3	Controle -	Gronddruk kN/m3	Unity check -	Toetsresultaat -
1 Basisschematisatie	33,60	41,70	Oké	13,00	2,59	Voldoet niet
2 0	33,60	41,70	Oké	13,00	2,59	Voldoet niet
3 0	33,60	41,70	Oké	13,00	2,59	Voldoet niet
4 -	33,60	41,70	Oké	13,00	2,59	Voldoet niet
5 -	33,60	41,70	Oké	13,00	2,59	Voldoet niet
D Definitieve berekening	33,60	41,70	Oké	13,00	2,59	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op opbarsten. Daarom zal er een controle op heave uitgevoerd worden.

### Heaveberekening

Bij hydraulische grondbreuk ('Heave') vallen in de opwaarts gerichte kwelstroming de korrelspanningen in de grond weg, waardoor een drijfzandsituatie ontstaat. Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient bij een verticale kwelstroming het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt.

Situatie	$\phi; z; \text{MHW}$ m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H; \text{heave}$ m	$d$ m	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -
1 Basisschematisatie	10,860067	7,5	3,3600666	1,9	1,77	0,50
2 ODK deklaag op NAP +6	10,860067	7,5	3,3600666	1,6	2,10	0,50
3 -	10,860067	7,5	3,3600666	0,7	4,80	0,50
4 -	10,860067	7,5	3,3600666	1,9	1,77	0,50
5 -	10,860067	7,5	3,3600666	1,9	1,77	0,50
D Definitieve berekening	10,860067	7,5	3,3600666	1,9	1,77	0,50

### Toets op heave

Situatie	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -	Unity check -	
1 Basisschematisatie	1,77	0,50	3,54	Voldoet niet
2 ODK deklaag op NAP +6	2,10	0,50	4,20	Voldoet niet
3 -	4,80	0,50	9,60	Voldoet niet
4 -	1,77	0,50	3,54	Voldoet niet
5 -	1,77	0,50	3,54	Voldoet niet
D Definitieve berekening	1,77	0,50	3,54	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op heave. Daarom zal er een controle op piping uitgevoerd worden.

### Pipingberekening (formule van Sellmeijer 2012)

Situatie	MHW m NAP	h;p m NAP	DeltaH m	d m	D m	L;h;aanw. m	k m/dag	yp kN/m3
1 Basisschematisatie	11,67	7,5	4,17	1,9	30	41	50,9	16
2 0	11,67	7,5	4,17	1,9	30	41	50,9	16
3 0	11,67	7,5	4,17	1,9	30	41	50,9	16
4 0	11,67	7,5	4,17	1,9	30	41	50,9	16
5 0	11,67	7,5	4,17	1,9	30	41	50,9	16
D Definitieve berekening	11,67	7,5	4,17	1,9	30	41	50,9	16

Situatie	d70 µm	y <sub>b</sub> -	y <sub>mp</sub> -	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m
1 Basisschematisatie	307	1,2	1,52	1,16	3,60
2 0	307	1,2	1,52	1,16	3,60
3 0	307	1,2	1,52	1,16	3,60
4 0	307	1,2	1,52	1,16	3,60
5 0	307	1,2	1,52	1,16	3,60
D Definitieve berekening	307	1,2	1,52	1,16	3,60

### Toets op piping

Situatie	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m	Unity check -	L;benod m	L;tekort m
1 Basisschematisatie	1,16	3,60	3,10	Voldoet niet	152,30 / 111,30
2 0	1,16	3,60	3,10	Voldoet niet	152,30 / 111,30
3 0	1,16	3,60	3,10	Voldoet niet	152,30 / 111,30
4 0	1,16	3,60	3,10	Voldoet niet	152,30 / 111,30
5 0	1,16	3,60	3,10	Voldoet niet	152,30 / 111,30
D Definitieve berekening	1,16	3,60	3,10	Voldoet niet	152,30 / 111,30

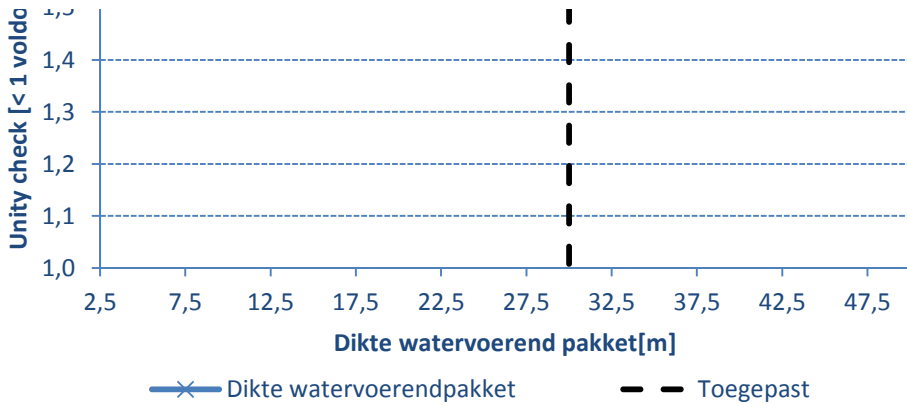
### Conclusie

In deze situatie wordt niet voldaan aan opbarsten en heave. Toets op piping is onvoldoende.

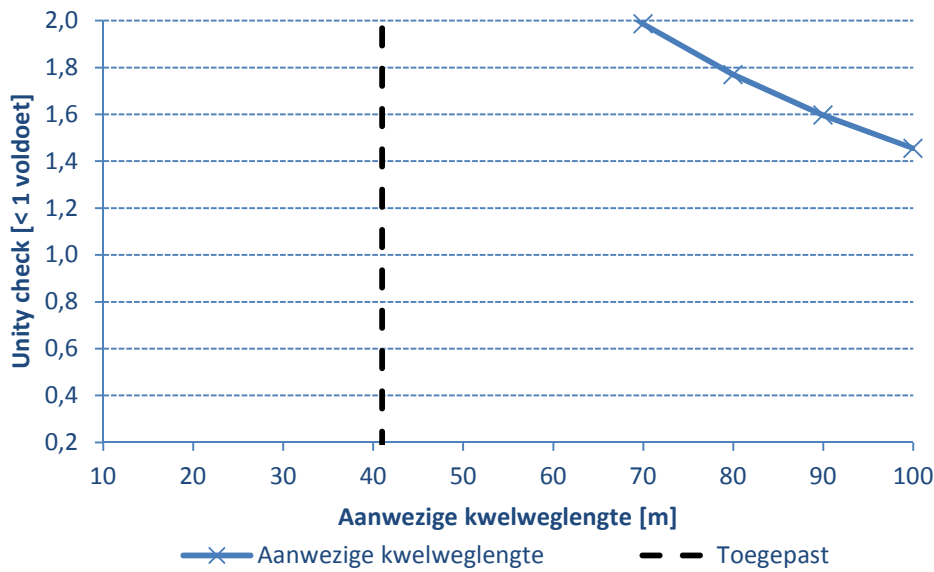
### Gevoeligheidsanalyse Sellmeijer 2012 (o.b.v. definitieve berekening)

#### Dikte van het watervoerend pakket

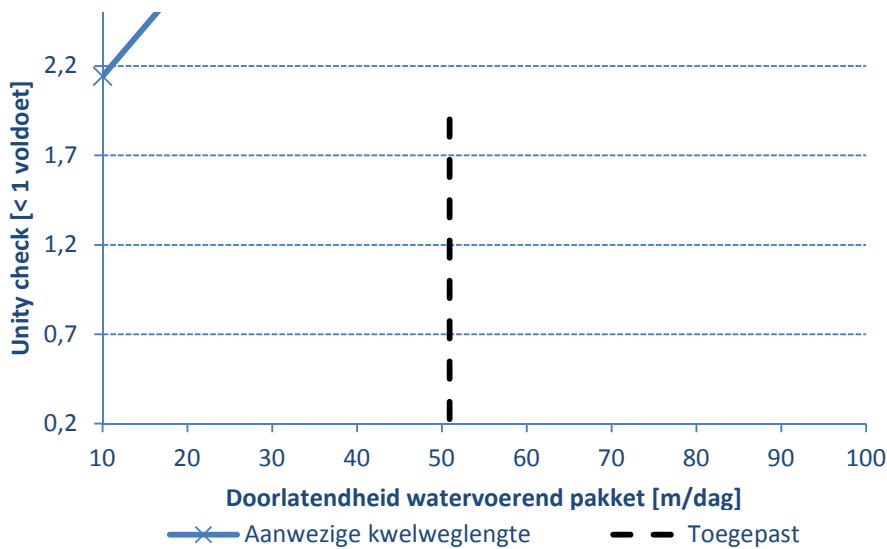




**Aanwezig kwelweglengte**

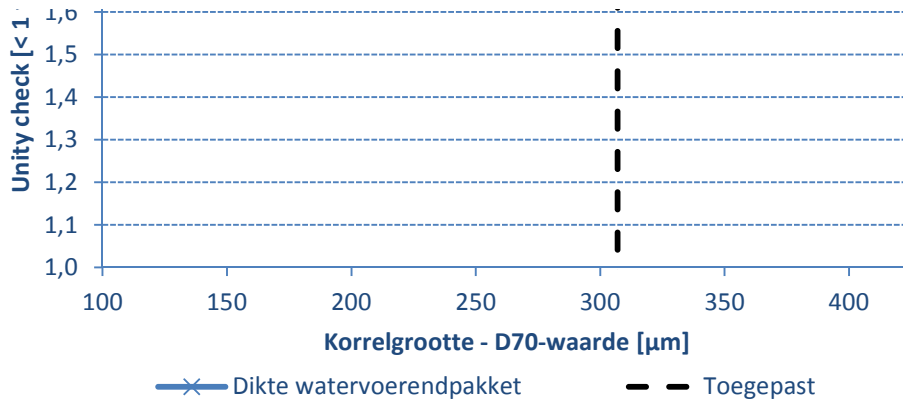


**Doorlatendheid van het watervoerend pakket**



**Korrelgrootte (de d70-waarde)**





# Ontwerp en toetsreken sheet waterkeringen Royal Haskoning DHV

## Opbarsten, heave en piping voor een groene kering (STPH)

Piping (onderloopsheid) is een verschijnsel wat ontstaat als gevolg van kwelstroming door verval over de kering. Door deze kwelstroming kunnen gronddeeltjes in erosiegevoelige grondlagen worden meegevoerd. Het faalmechanisme piping kan alleen optreden wanneer er ten eerste sprake is van opbarsten en ten tweede van heave. Heave kan enkel optreden wanneer er sprake is van opbarsten. Indien er geen deklaag aanwezig is achter de waterkering is een controle op opbarsten en heave niet relevant waardoor er direct een pipingberekening uitgevoerd kan worden.

### Uitgangspunten

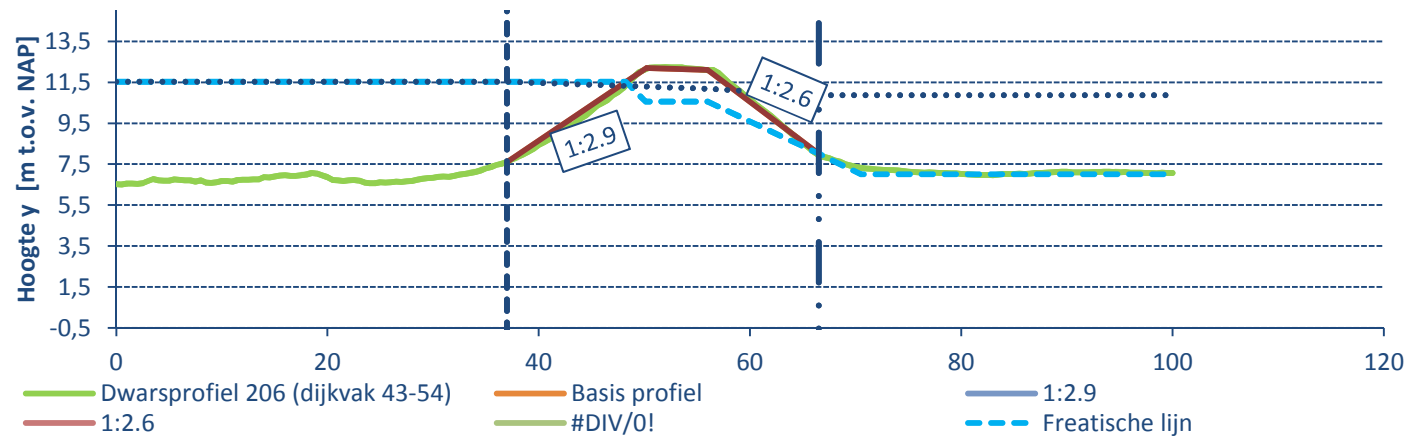
Onderstaand zijn de uitgangspunten weergegeven welke zijn gehanteerd in de basisschematisatie. De uitgangspunten kunnen afwijken van de definitieve berekening.

### Veiligheidsfactoren

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$\gamma; b$	1,2	-	Schematiseringsfactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; mp$	1,52	-	Schadefactor of sterktefactor, Sellmeijer	GSD
$\gamma; G; dst$	1	-	Blijvende belasting ongunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; G; std$	0,9	-	Blijvende belasting gunstig, opbarsten	OI2014 v3
$\gamma; Q; dst$	1,5	-	Veranderlijke belasting ongunstig	OI2014 v3
$\gamma; heave$	1	-	Veiligheidsfactor voor Heave	ORZW 2012

### Algemene uitgangspunten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
$x;intree$	37	-	Maatgevende locatie intredepunt	-
$x;uittree$	66,5	-	Maatgevende locatie uittredepunt	-
BIT	8	m NAP	Maaiveldniveau tpv de binnenteen	ter informatie
$h;p$	7	m NAP	Polderpeil, vrije waterstand of maaiveld	Geschat peil binnenwater
$\phi; BIT$	10,872048	m NAP	Stijghoogte ter plaatse van de binnenteen	ter informatie
$\phi; z; MHW$	10,872048	m NAP	Stijghoogte bij het uittredepunt	0
$\Delta H; aanwezig$	4,52	m	Aanwezig stijghoogteverval	MHW - $h;p$



### Deklaag

Deel	Grondsoort	Dikte [m]	$\gamma; nat$ [kN/m3]
1	0	2	17,60
2	0	0	0,00
3	0	0	0,00
4	0	0	0,00
<b>Totaal</b>		<b>2</b>	<b>17,60</b>

Maatgevende boring/sondering

0
---

De bodemopbouw is op dit punt gebaseerd

### Opbarsten

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
OK deklaag	6	m NAP	Onderkant van de deklaag	Niveau kruin berm min dikte deklaag achterland
$\phi; z; HHW$	0	m NAP	Stijgh. bij historisch hoogwater	Gegevens niet aanwezig
$\phi; z; GHW$	8,5419661	m NAP	Stijgh. bij gemiddelde jaarlijks hoogwater	Gelijk aan h;p

## Heave

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
i;crit	0,5	-	Maximaal toelaatbaar verval	ORZW 2012
$\phi; 0$	10,872048	m NAP	Stijghoogte onderkant deklaag	is gelijk aan $\phi; z$ ; MHW

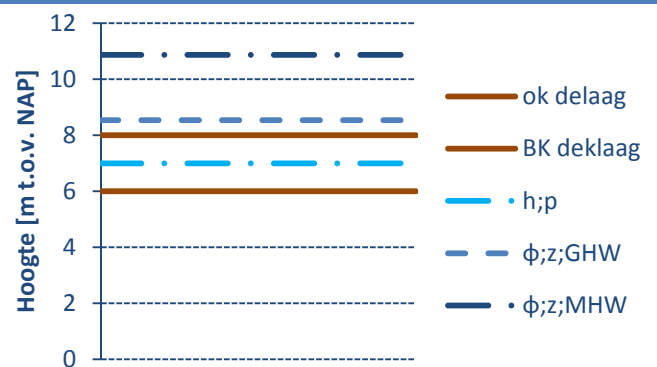
## Piping (formule van Sellmeijer)

	Waarde	Eenheid	Verklarende tekst	Bron
B;dijkzate	29,5	m	Afstand tussen buitenteen en einde berm	(berekening ter informatie)
L;h;aanw.	29,5	m	Aanwezige horizontale kwelweglengte	x;uitree - x;intree
STPH;grond	Zand matig grof		Piping gevoelige grondsoort	-
$\theta$	37	°	Rolweerstandshoek van de zandkorrels	ORZW 2012
$\eta$	0,25	-	Coëfficiënt van White	ORZW 2012
D;wvp	30	m	Dikte watervoerend pakket	DVplan Grebbedijk - Heidemij Advies (1995)
k	50,9	m/dag	Doorlatendheid watervoerendpakket	Op basis van verzameling korrelverdelingen
d70	307	$\mu\text{m}$	70-percentielwaarde v/d korrelverdeling	obv boring (matig fijn zand onder deklaag)
d70;m	208	$\mu\text{m}$	Gemiddelde d70-waarde	ORZW 2012
RD	n.v.t.	-	De invloed van de relatieve dichtheid is in de toetsregel meegenomen	
RD;m	n.v.t.	-	in de modelonzekerheid ( $RD/RD_m=1$ )	
y;p	16	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht zandkorrels onder water	ORZW 2012
y;w	10	kN/m <sup>3</sup>	Volumegewicht van het water	ORZW 2012

## Berekening op opbarsten

In naaststaande grafiek zijn de belangrijkste uitgangspunten van de berekening op opbarsten weergegeven. Deze bestaan uit de dikte van de deklaag en de bijbehorende stijghoogtelijnen onder verschillende omstandigheden. Ten aanzien van de stijghoogte lijnen geldt het volgende:

- De  $\phi; z; HHW$ -lijn kan niet hoger zijn dan de  $\phi; z; MHW$ -lijn
- de h;p-lijn kan niet lager zijn dan BK deklaag



## Gronddruk

Situatie	y;G;std	d	y;nat	Gronddruk
	-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
1 Basisschematisatie	0,9	2	17,60	13,68
2 0	0,9	2	17,60	13,68
3 0	0,9	2	17,60	13,68
4 -	0,9	2	17,60	13,68
5 -	0,9	2	17,60	13,68
D Definitieve berekening	0,9	2	17,60	13,68

## Waterdruk

Situatie	$\phi; z; GHW$	h;p	$\phi; z; MHW$	y;Q;dst	y;G;dst	Waterdruk
	m NAP	m NAP	m NAP	-	-	kN/m <sup>3</sup>

1	Basisschematisatie	8,5419661	7	10,872048	1	1	38,72
2	0	8,5419661	7	10,872048	1	1	38,72
3	0	8,5419661	7	10,872048	1	1	38,72
4	-	8,5419661	7	10,872048	1	1	38,72
5	-	8,5419661	7	10,872048	1	1	38,72
D	<b>Definitieve berekening</b>	8,5419661	7	10,872048	1	1	38,72

### Toets op opbarsten

De waterdruk kan nooit hoger zijn dan het niveau van het maatgevend hoog water aan buitendijkse zijde (zie 'Waterdruk bij MHW'). Daarom is hierop een controle uitgevoerd.

Situatie	Waterdruk kN/m <sup>3</sup>	Waterdruk bij MHW kN/m <sup>3</sup>	Controle -	Gronddruk kN/m <sup>3</sup>	Unity check -	Toetsresultaat -
1 Basisschematisatie	38,72	45,20	Oké	13,68	2,83	Voldoet niet
2 0	38,72	45,20	Oké	13,68	2,83	Voldoet niet
3 0	38,72	45,20	Oké	13,68	2,83	Voldoet niet
4 -	38,72	45,20	Oké	13,68	2,83	Voldoet niet
5 -	38,72	45,20	Oké	13,68	2,83	Voldoet niet
D <b>Definitieve berekening</b>	38,72	45,20	Oké	13,68	2,83	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op opbarsten. Daarom zal er een controle op heave uitgevoerd worden.

### Heaveberekening

Bij hydraulische grondbreuk ('Heave') vallen in de opwaarts gerichte kwelstroming de korrelspanningen in de grond weg, waardoor een drijfzandsituatie ontstaat. Om voldoende veiligheid tegen heave te waarborgen dient bij een verticale kwelstroming het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt.

Situatie	$\phi; z; \text{MHW}$ m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H; \text{heave}$ m	$d$ m	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -
1 Basisschematisatie	10,872048	7	3,8720482	2	1,94	0,50
2 ODK deklaag op NAP +6	10,872048	7	3,8720482	1,6	2,42	0,50
3 0	10,872048	7	3,8720482	0,7	5,53	0,50
4 -	10,872048	7	3,8720482	2	1,94	0,50
5 -	10,872048	7	3,8720482	2	1,94	0,50
D <b>Definitieve berekening</b>	10,872048	7	3,8720482	2	1,94	0,50

### Toets op heave

Situatie	$i; \text{optr}$ -	$i; \text{crit}$ -	Unity check -	
1 Basisschematisatie	1,94	0,50	3,87	Voldoet niet
2 ODK deklaag op NAP +6	2,42	0,50	4,84	Voldoet niet
3 0	5,53	0,50	11,06	Voldoet niet
4 -	1,94	0,50	3,87	Voldoet niet
5 -	1,94	0,50	3,87	Voldoet niet
D <b>Definitieve berekening</b>	1,94	0,50	3,87	Voldoet niet

### Conclusie

De definitieve berekening voldoet niet op heave. Daarom zal er een controle op piping uitgevoerd worden.

### Pipingberekening (formule van Sellmeijer 2012)

Situatie	MHW m NAP	$h; p$ m NAP	$\Delta H$ m	$d$ m	$D$ m	$L; h; \text{aanw.}$ m	$k$ m/dag	$\gamma_p$ kN/m <sup>3</sup>
----------	--------------	-----------------	-----------------	----------	----------	---------------------------	--------------	---------------------------------



1	Basisschematisatie	11,52	7	4,52	2	30	29,5	50,9	16
2	0	11,52	7	4,52	2	30	29,5	50,9	16
3	0	11,52	7	4,52	2	30	29,5	50,9	16
4	0	11,52	7	4,52	2	30	29,5	50,9	16
5	0	11,52	7	4,52	2	30	29,5	50,9	16
D	<b>Definitieve berekening</b>	11,52	7	4,52	2	30	29,5	50,9	16

Situatie	d70 µm	y <sub>b</sub> -	y <sub>mp</sub> -	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m
1 Basisschematisatie	307	1,2	1,52	0,90	3,92
2 0	307	1,2	1,52	0,90	3,92
3 0	307	1,2	1,52	0,90	3,92
4 0	307	1,2	1,52	0,90	3,92
5 0	307	1,2	1,52	0,90	3,92
D <b>Definitieve berekening</b>	307	1,2	1,52	0,90	3,92

### Toets op piping

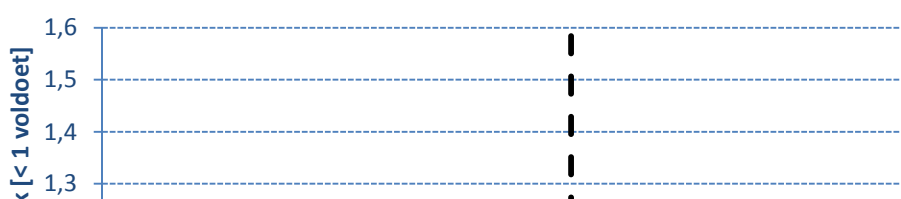
Situatie	ΔH;kritiek m	ΔH;optr m	Unity check -	L;benod m	L;tekort m	
1 Basisschematisatie	0,90	3,92	4,38	Voldoet niet	167,57	138,07
2 0	0,90	3,92	4,38	Voldoet niet	167,57	138,07
3 0	0,90	3,92	4,38	Voldoet niet	167,57	138,07
4 0	0,90	3,92	4,38	Voldoet niet	167,57	138,07
5 0	0,90	3,92	4,38	Voldoet niet	167,57	138,07
D <b>Definitieve berekening</b>	0,90	3,92	4,38	Voldoet niet	167,57	138,07

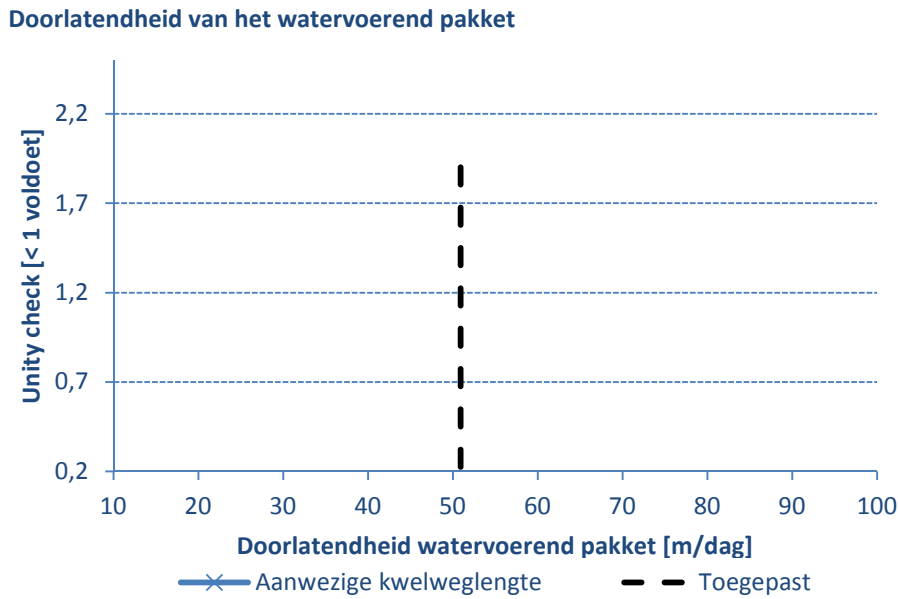
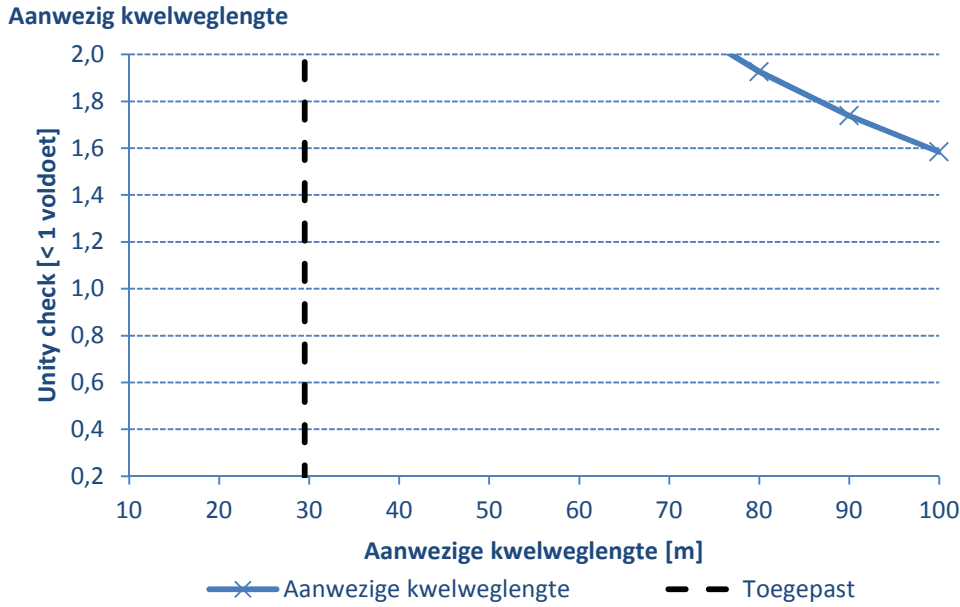
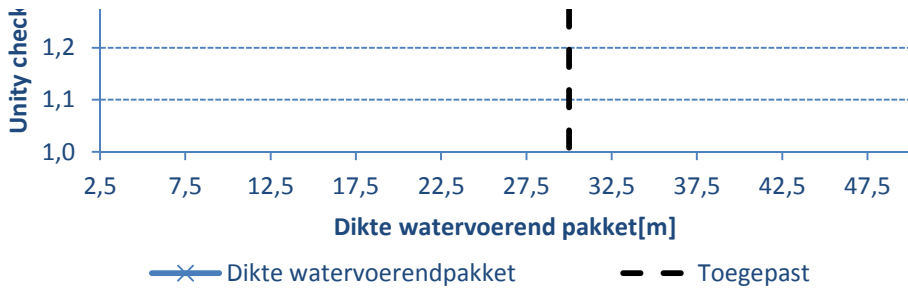
### Conclusie

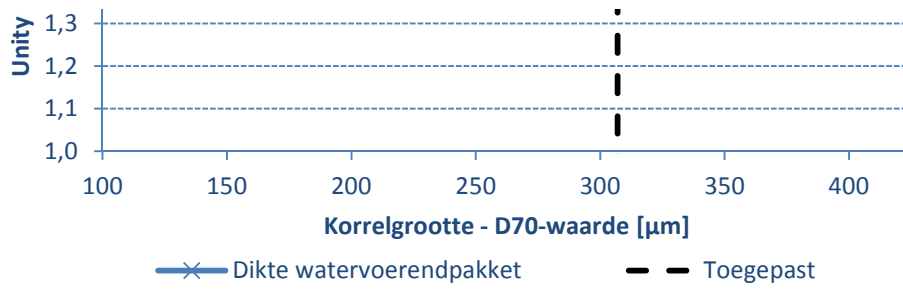
In deze situatie wordt niet voldaan aan opbarsten en heave. Controle op piping is daarom uitgevoerd. Beschikbare lengte is onvoldoende. Het profiel voldoet niet op piping.

### Gevoeligheidsanalyse Sellmeijer 2012 (o.b.v. definitieve berekening)

#### Dikte van het watervoerend pakket







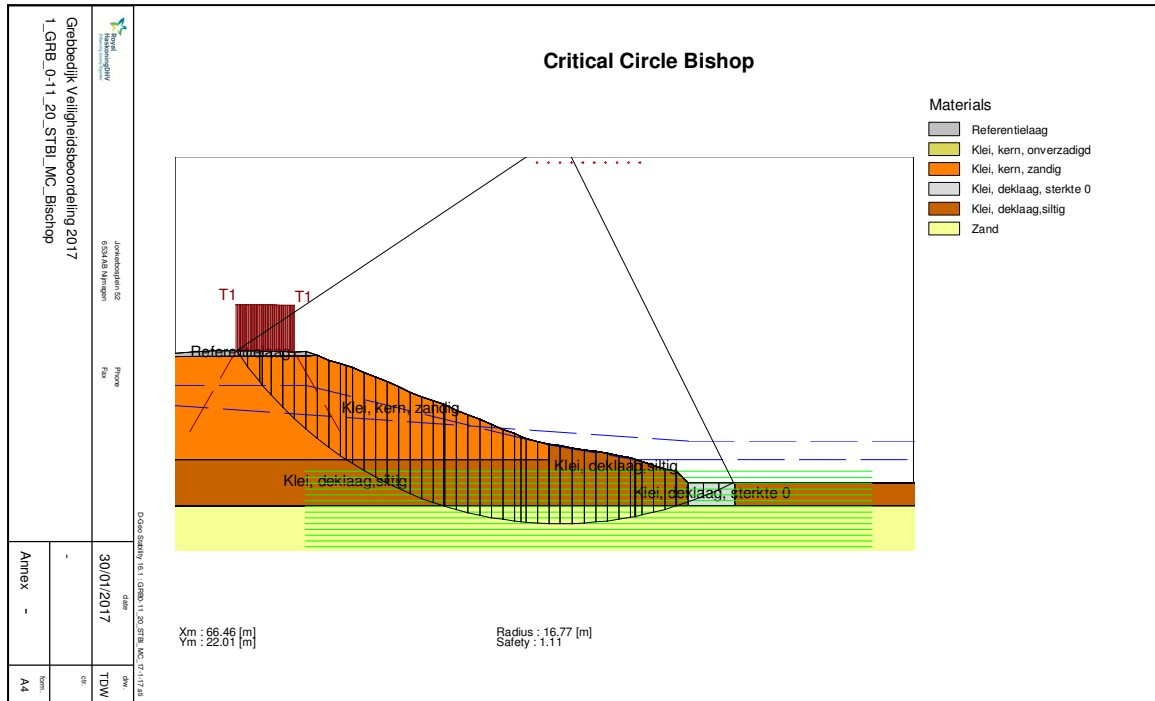
## **Bijlage**

### **V. Resultaten Macrostabiliteit**

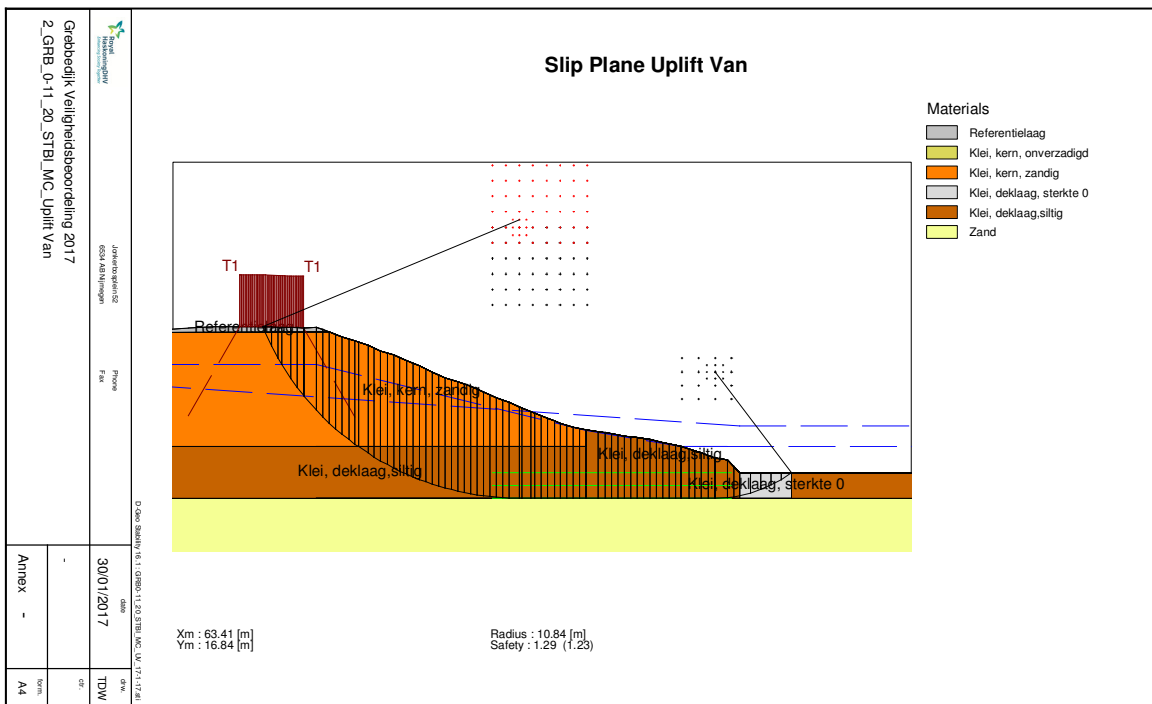
Weergave van de rekenresultaten van  
stabiliteitsberekeningen

**Macrostabiliteit binnenwaarts**

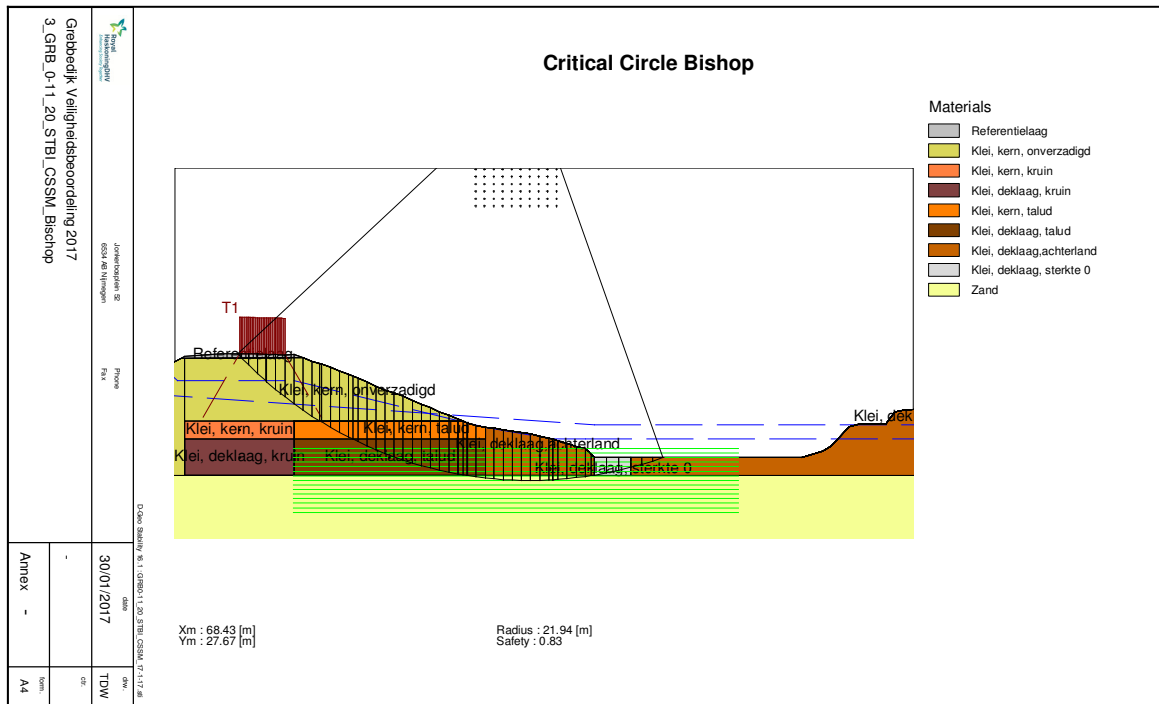
1\_GRB\_0-11\_20\_STBI\_MC\_Bischoop



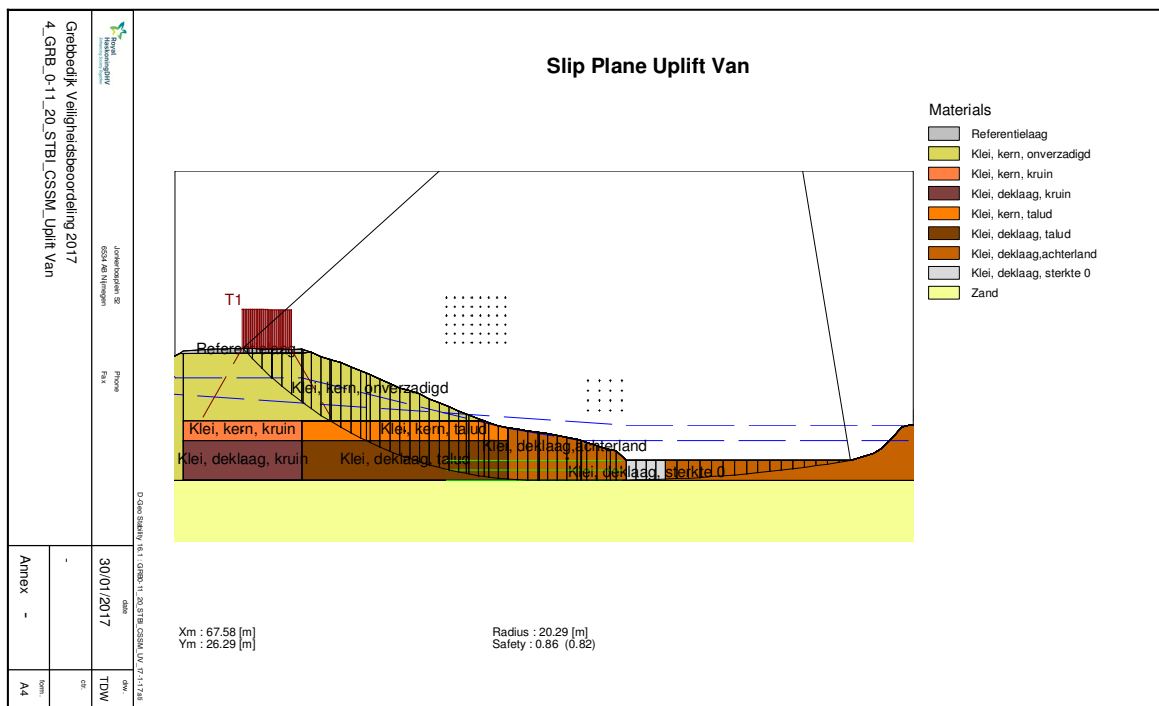
2\_GRB\_0-11\_20\_STBI\_MC\_Uplift Van



### 3\_GRB\_0-11\_20\_STBI\_CSSM\_Bischoop

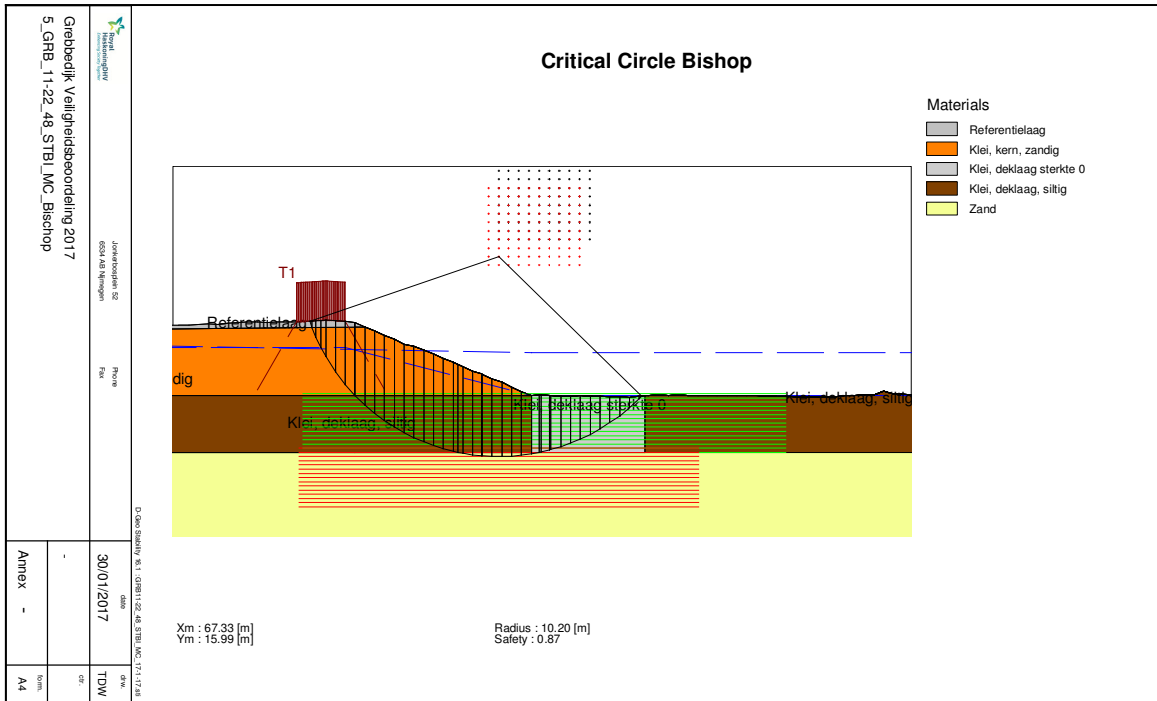


### 4\_GRB\_0-11\_20\_STBI\_CSSM\_Uplift Van

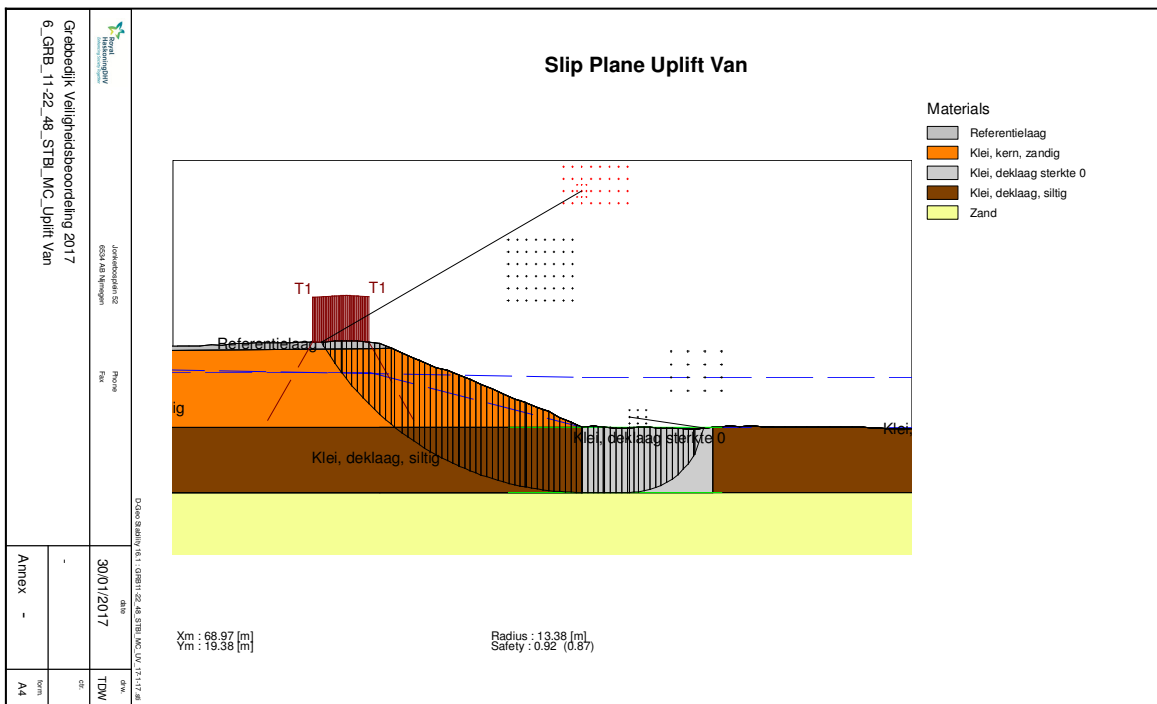




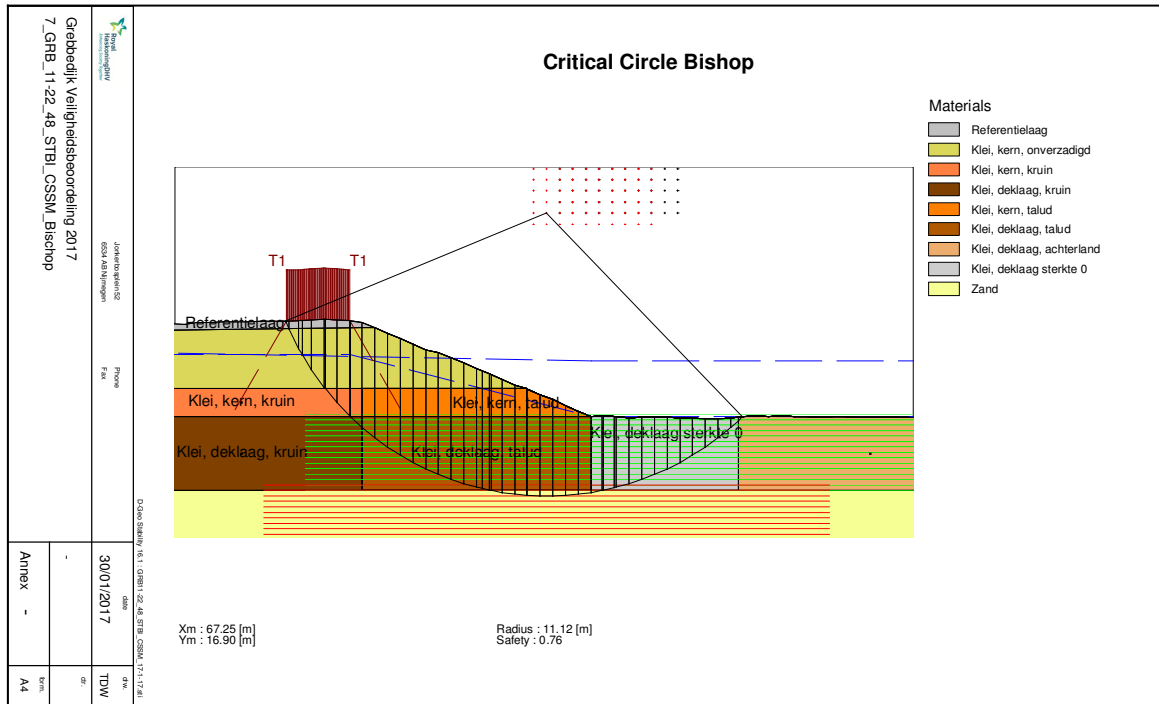
5\_GRB\_11-22\_48\_STBI\_MC\_Bishop



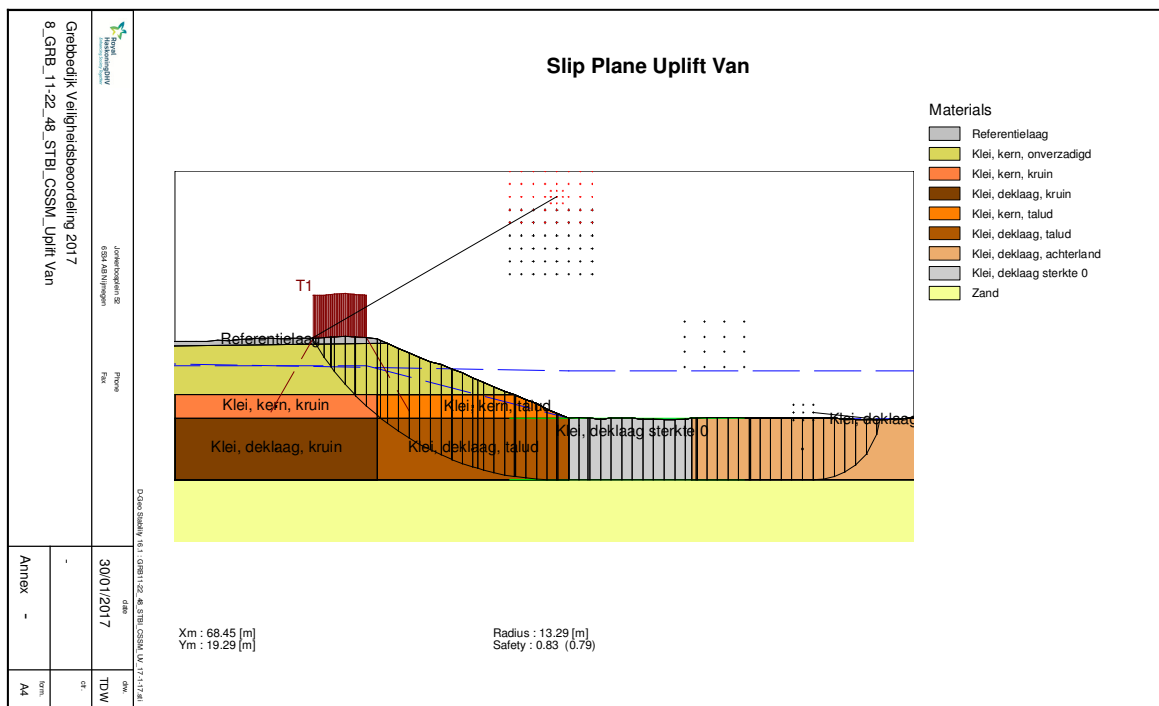
6\_GRB\_11-22\_48\_STBI\_MC\_Uplift Van



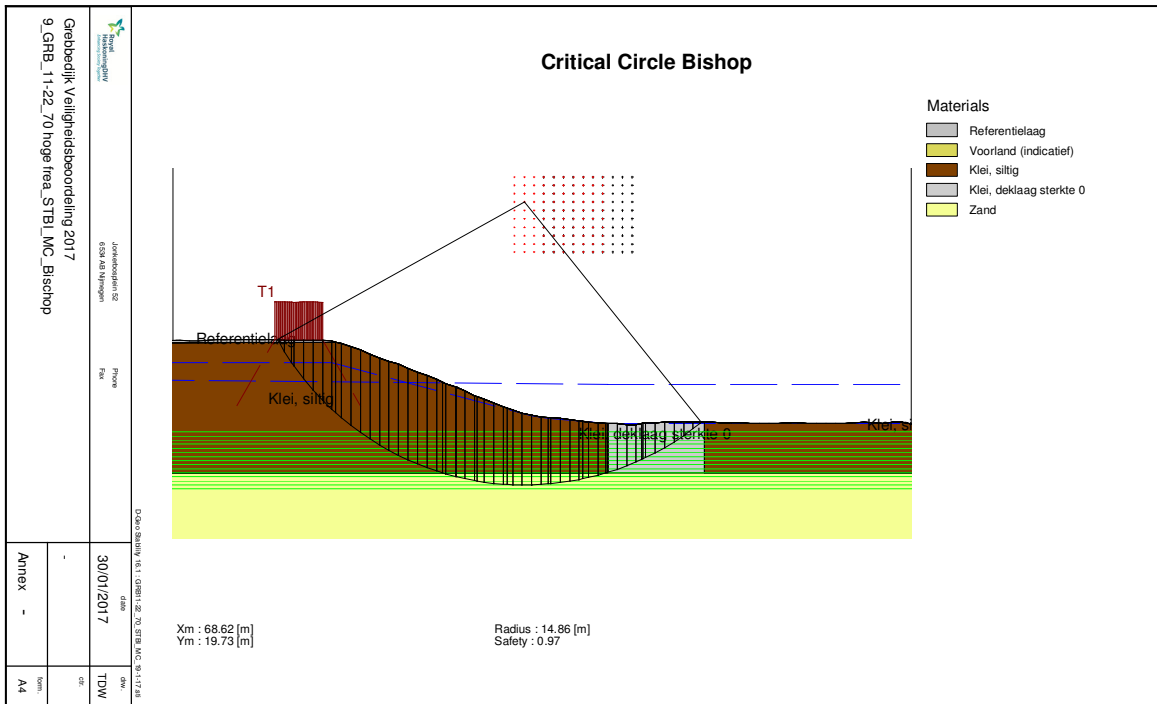
7\_GRB\_11-22\_48\_STBI\_CSSM\_Bischop



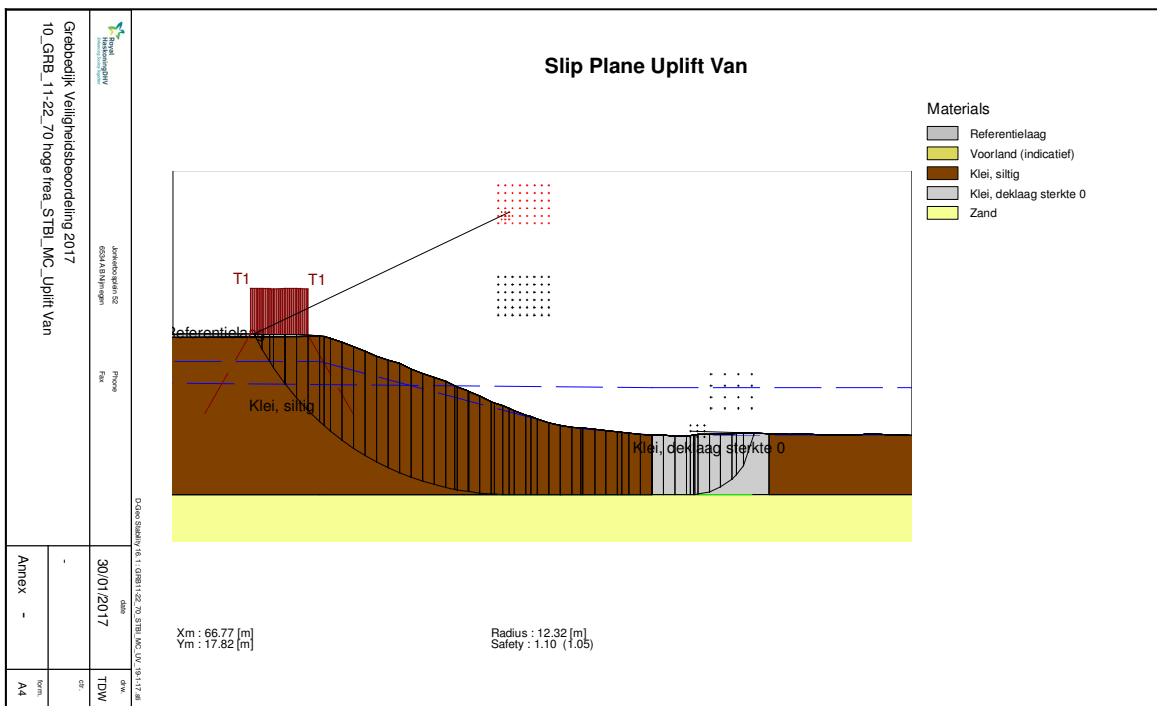
8\_GRB\_11-22\_48\_STBI\_CSSM\_Uplift Van



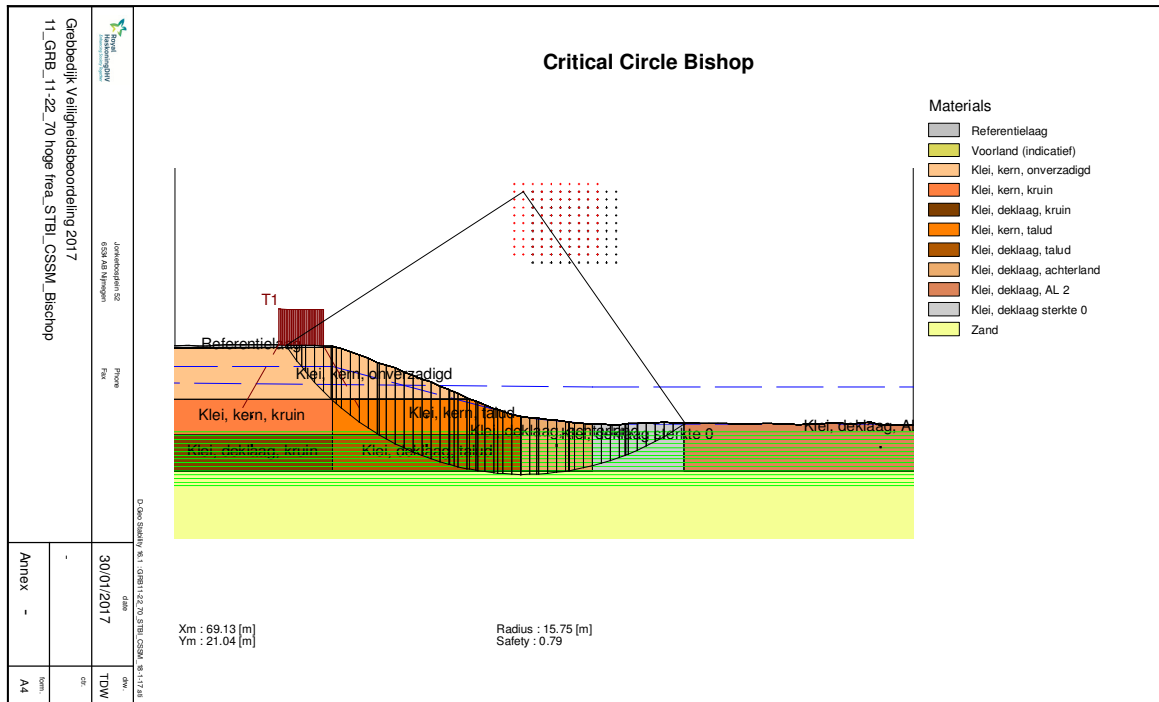
9\_GRB\_11-22\_70 hoge frea\_STBI\_MC\_Bischop



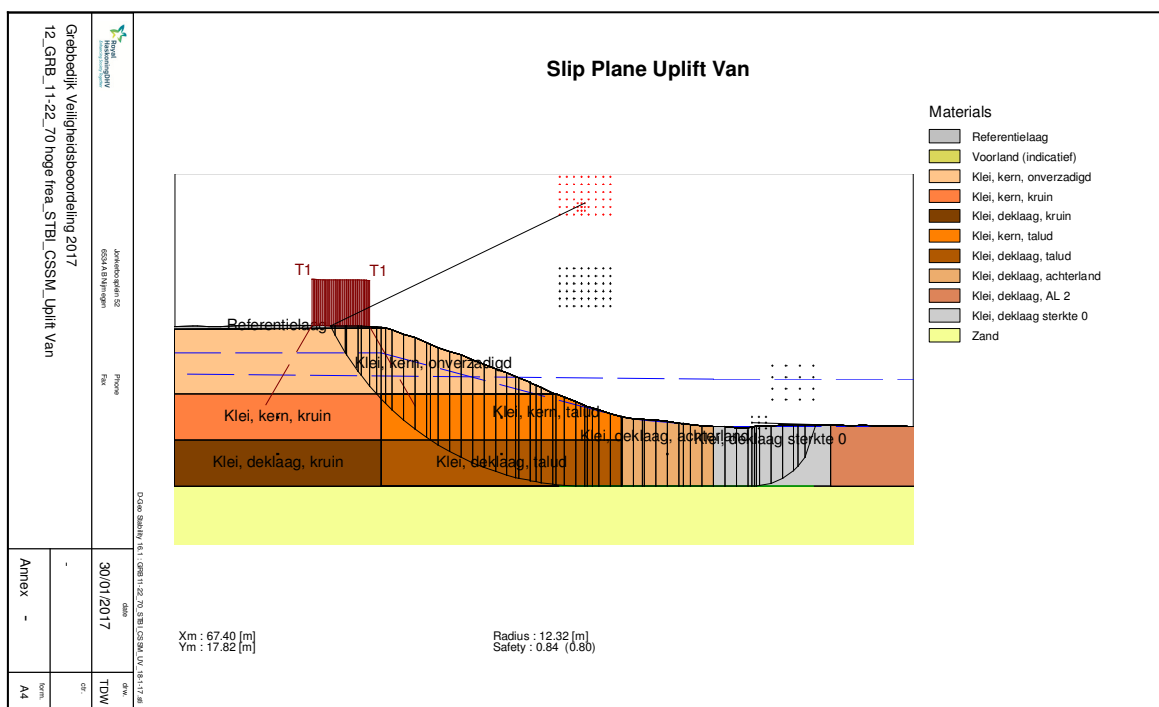
10\_GRB\_11-22\_70 hoge frea\_STBI\_MC\_Uplift Van



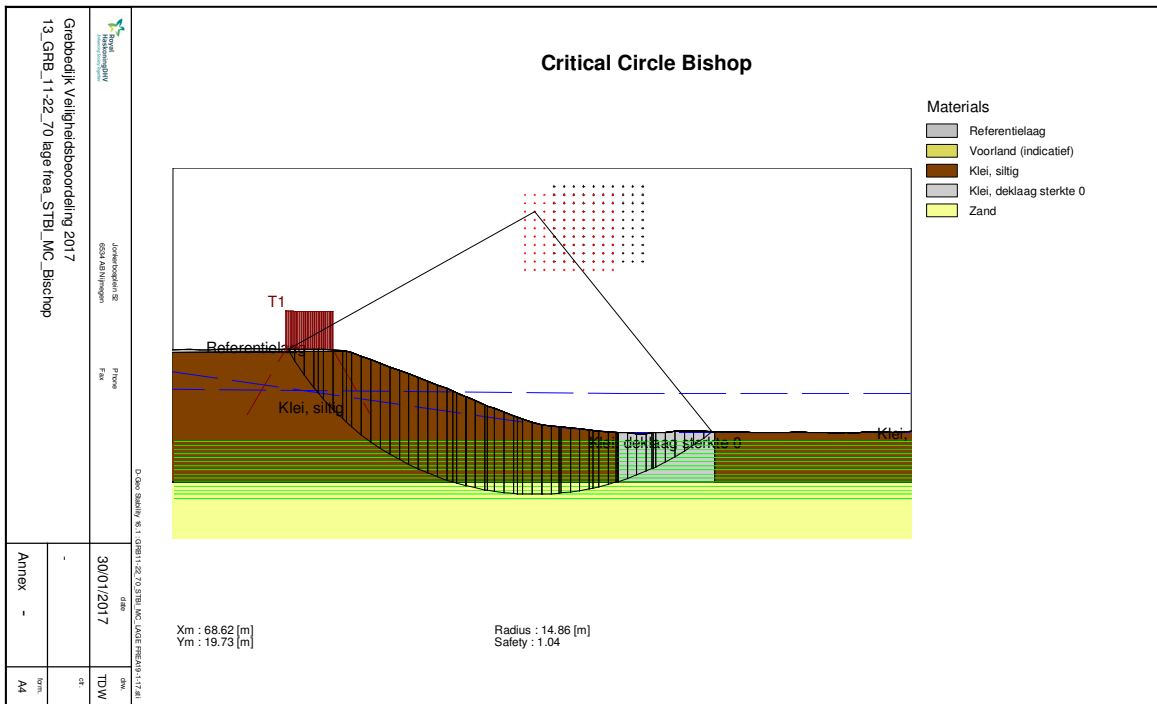
11\_GRB\_11-22\_70 hoge frea\_STBI\_CSSM\_Bischoop



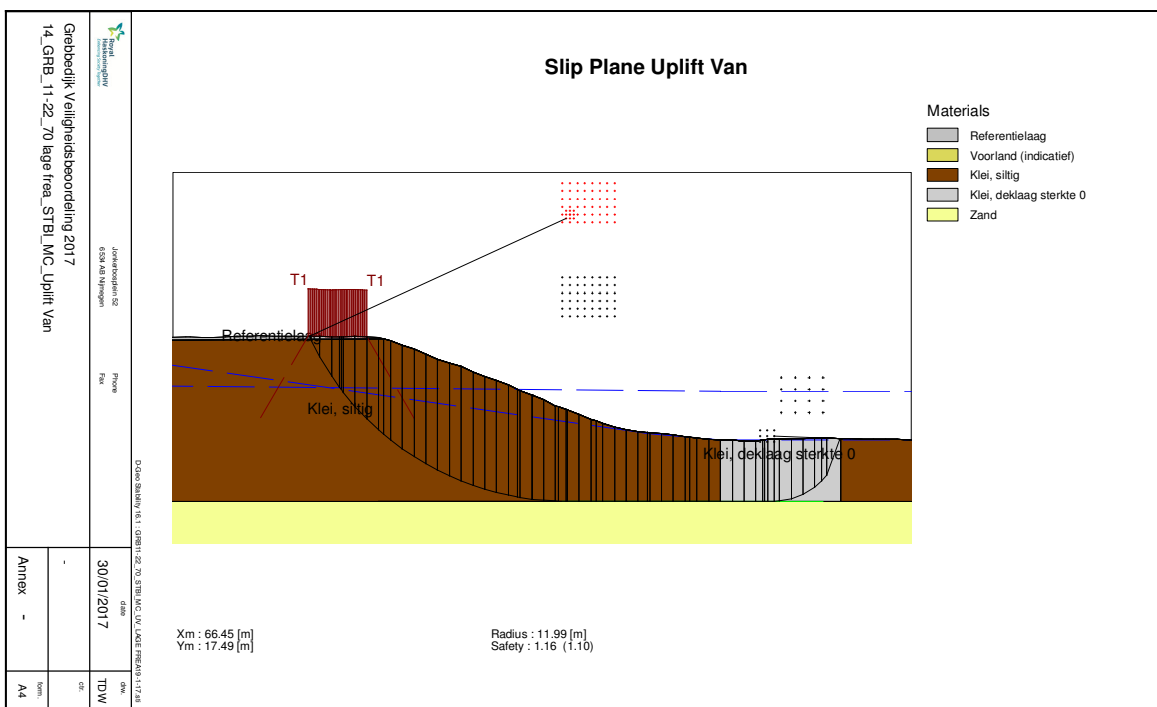
12\_GRB\_11-22\_70 hoge frea\_STBI\_CSSM\_Uplift Van



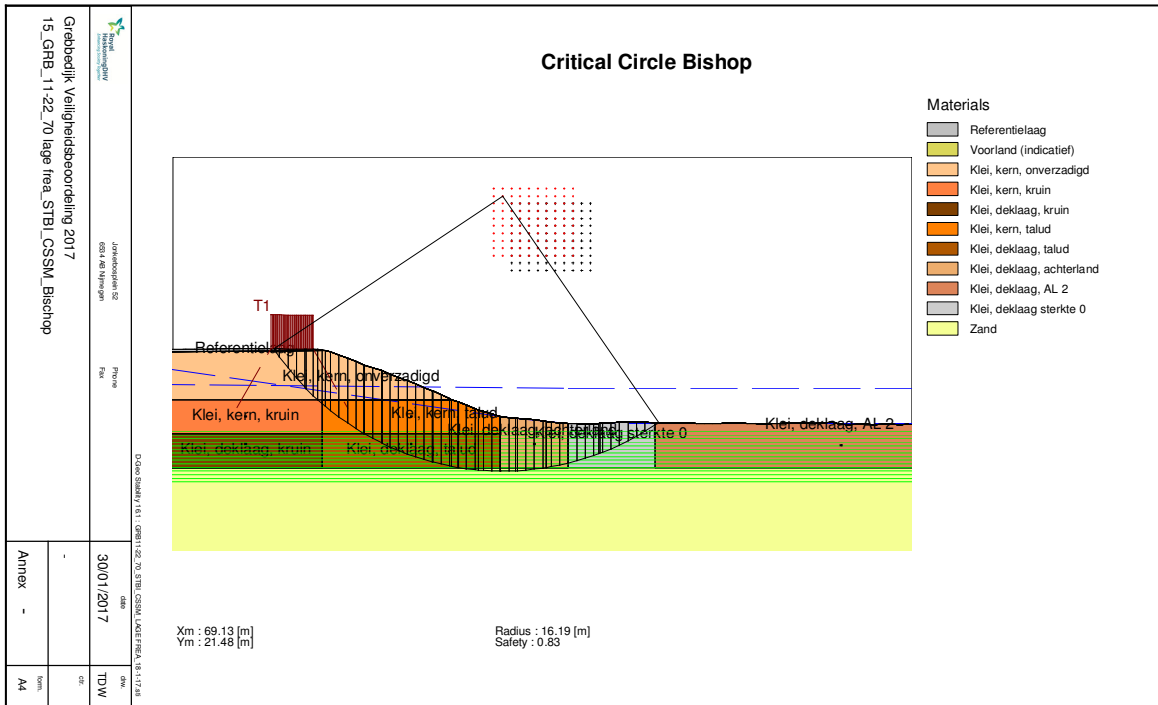
13\_GRB\_11-22\_70 lage frea\_STBI\_MC\_Bischoop



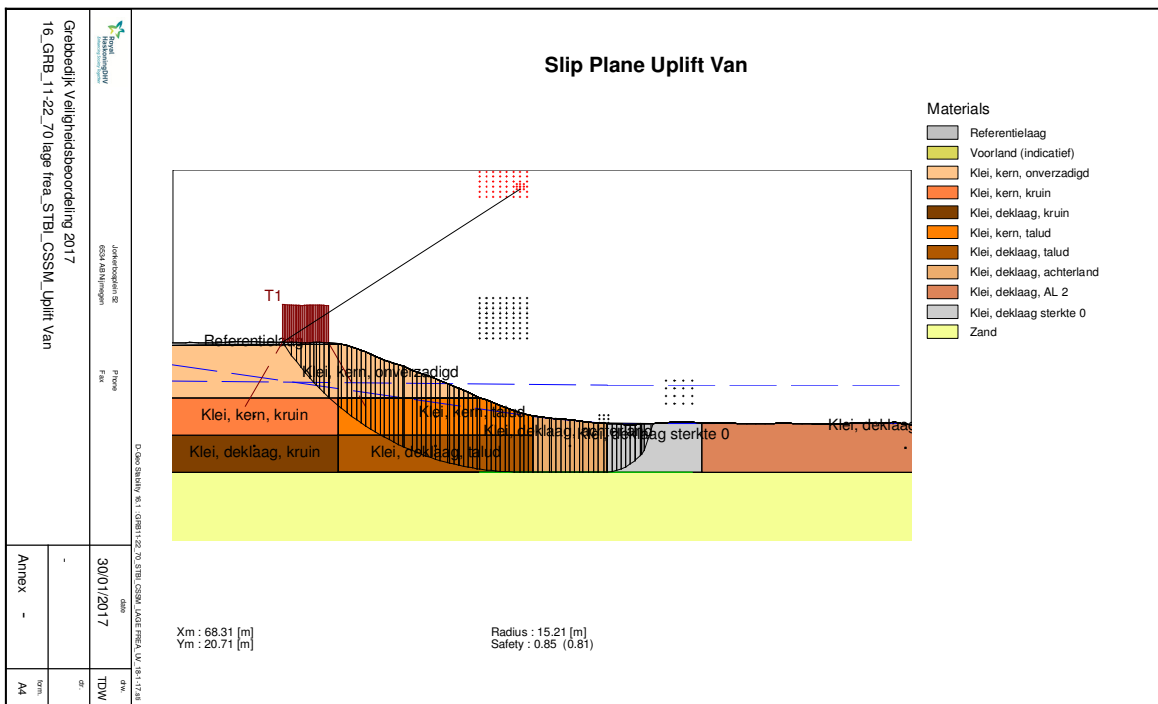
14\_GRB\_11-22\_70 lage frea\_STBI\_MC\_Uplift Van



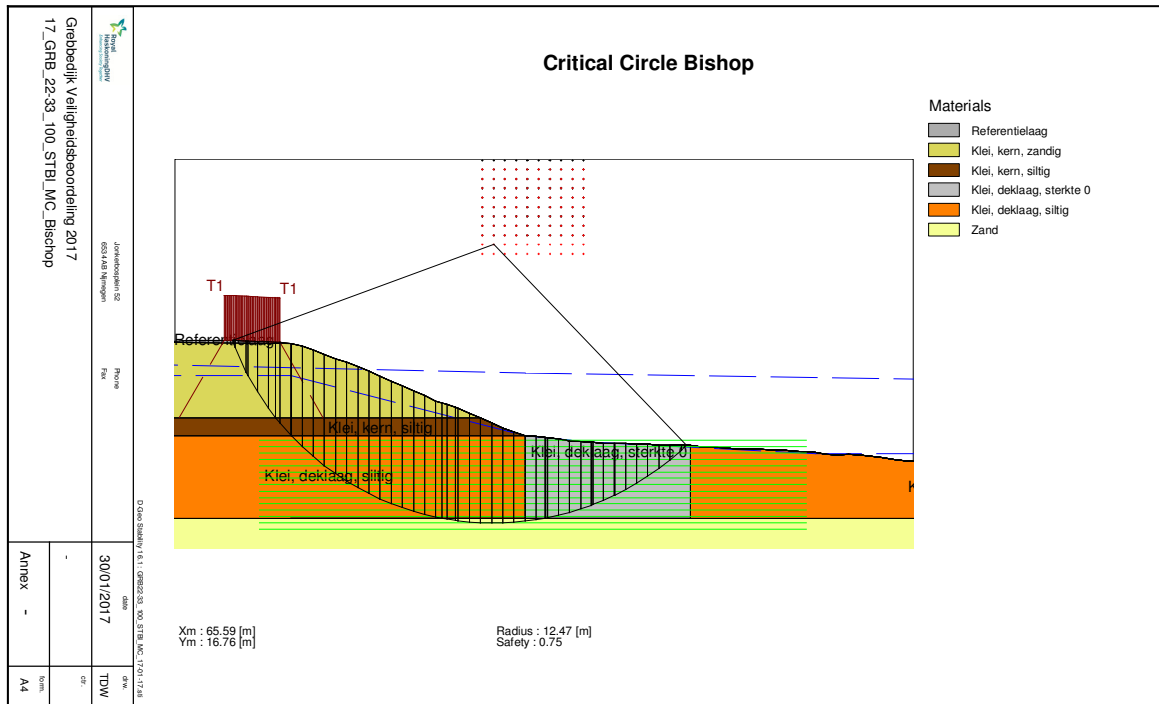
15\_GRB\_11-22\_70 lage frea\_STBI\_CSSM\_Bischoop



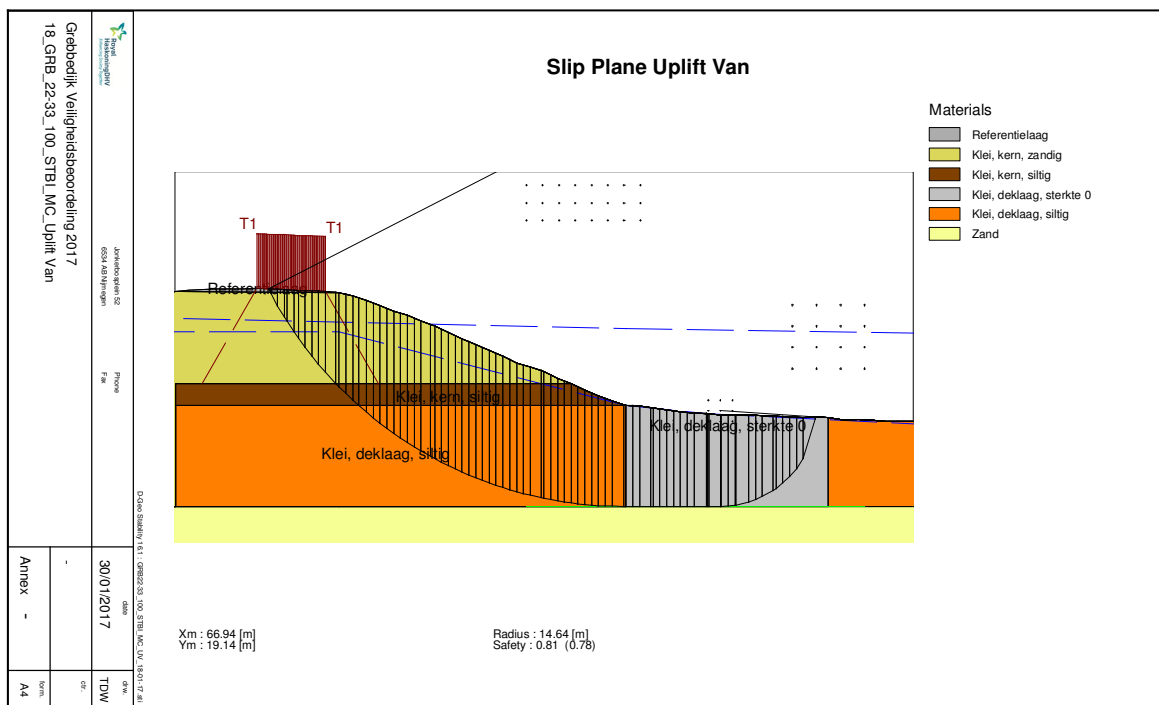
16\_GRB\_11-22\_70 lage frea\_STBI\_CSSM\_Uplift Van



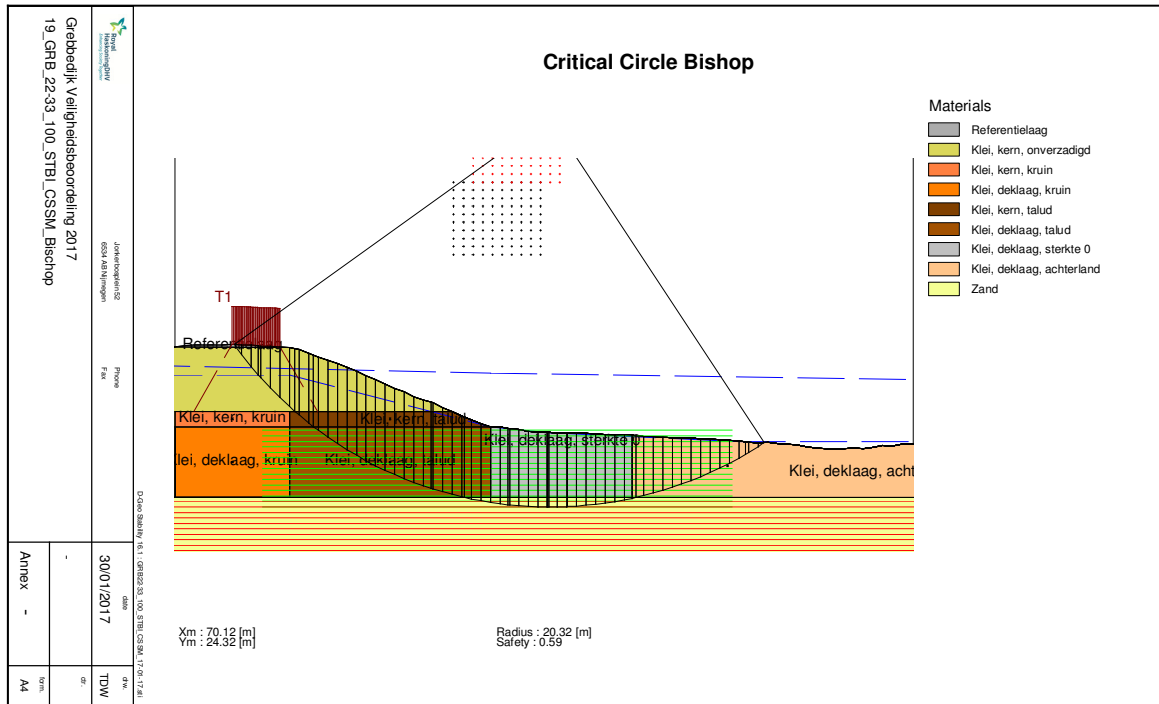
17\_GRB\_22-33\_100\_STBI\_MC\_Bischop



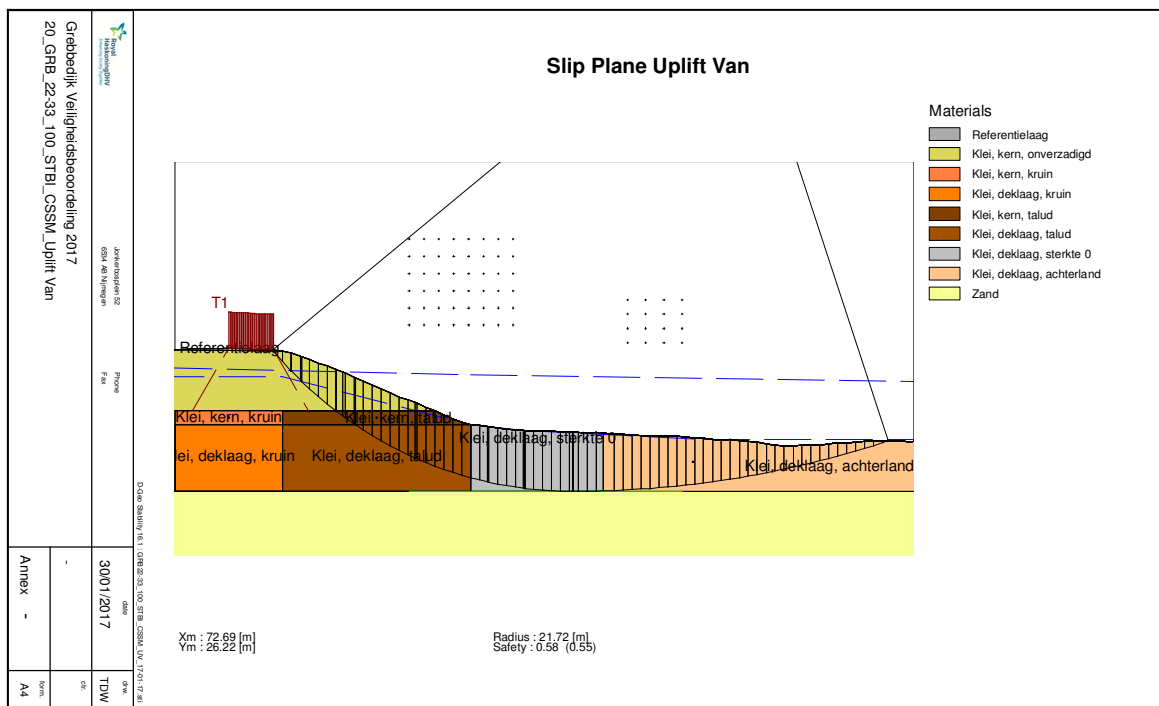
18\_GRB\_22-33\_100\_STBI\_MC\_Uplift Van



19\_GRB\_22-33\_100\_STBI\_CSSM\_Bischop

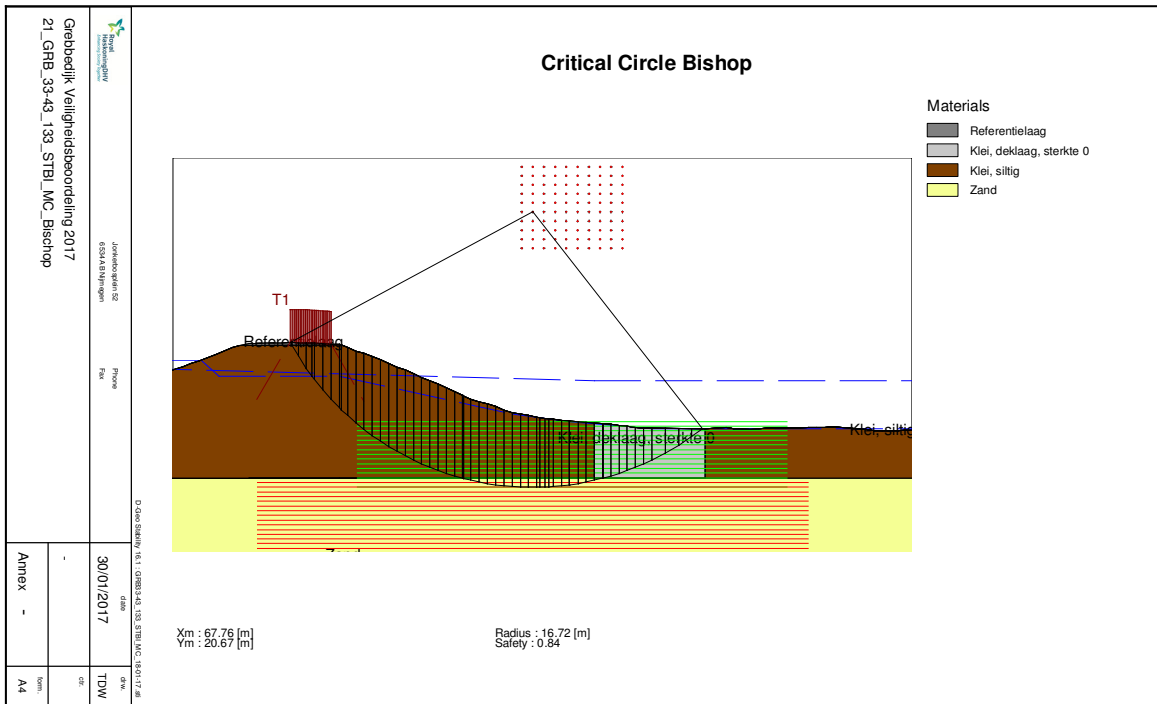


20\_GRB\_22-33\_100\_STBI\_CSSM\_Uplift Van

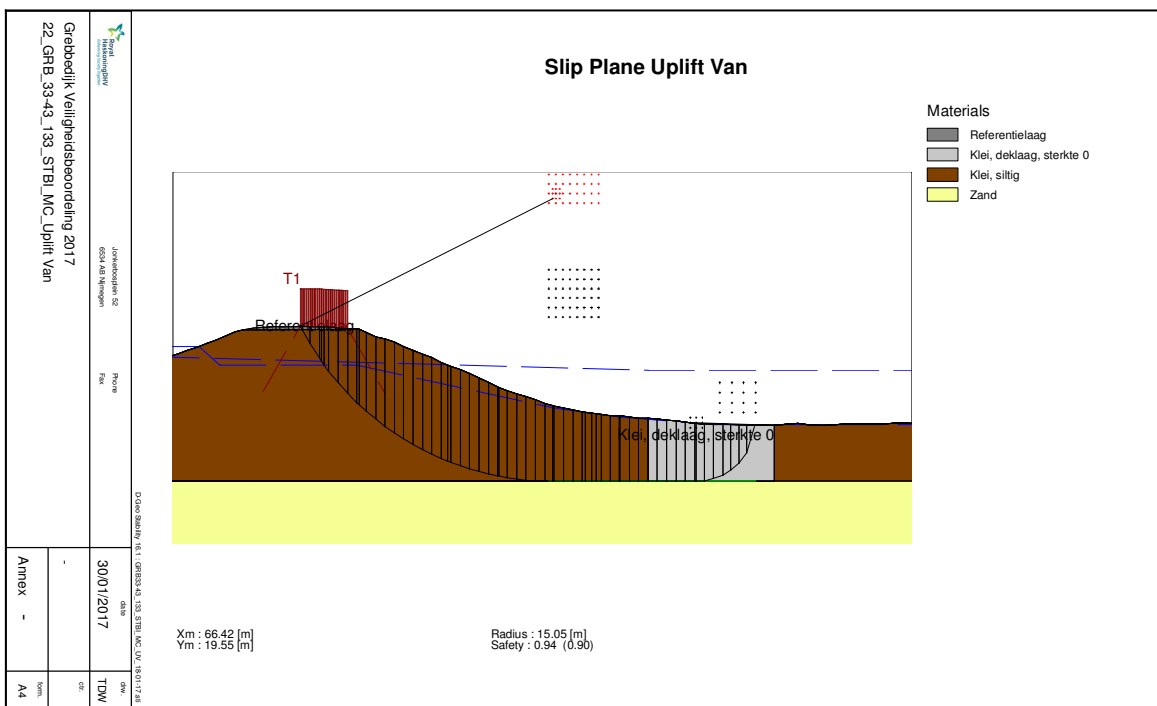




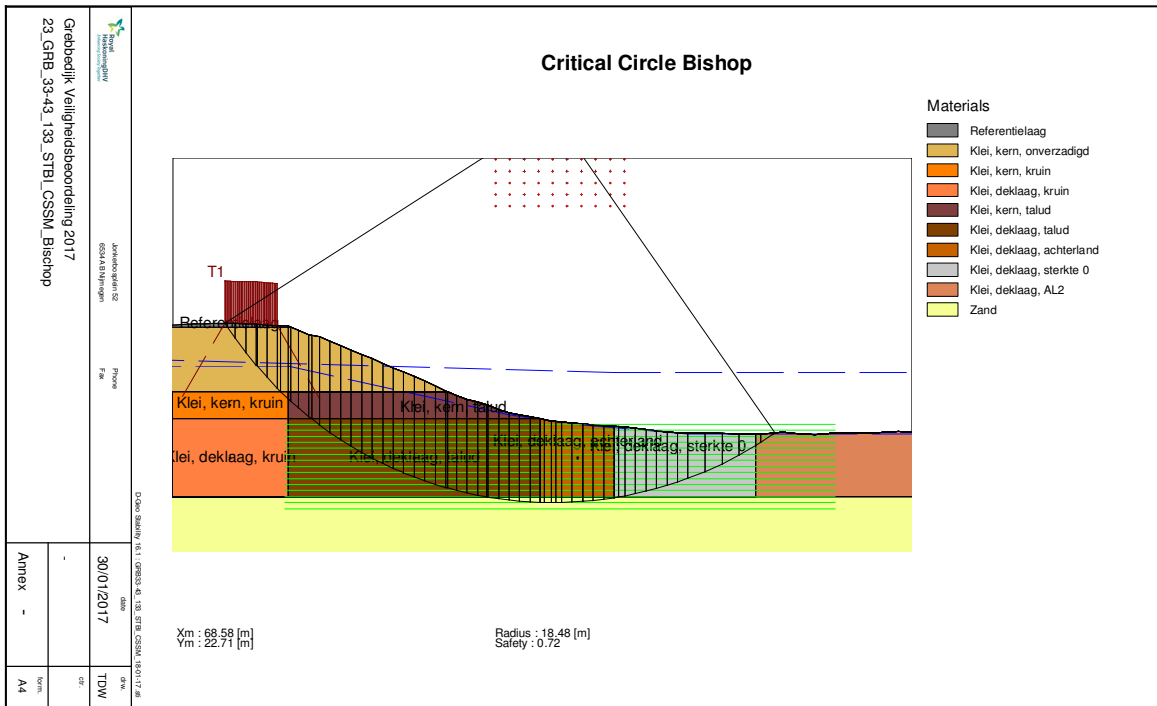
21\_GRB\_33-43\_133\_STBI\_MC\_Bischop



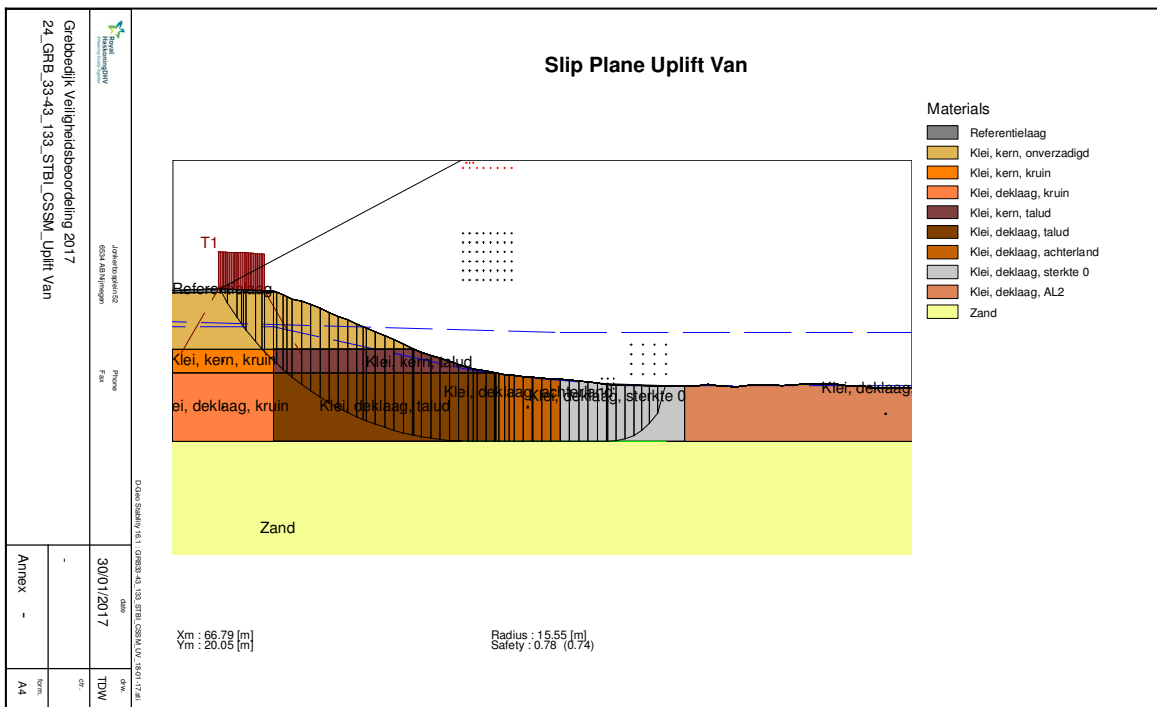
22\_GRB\_33-43\_133\_STBI\_MC\_Uplift Van



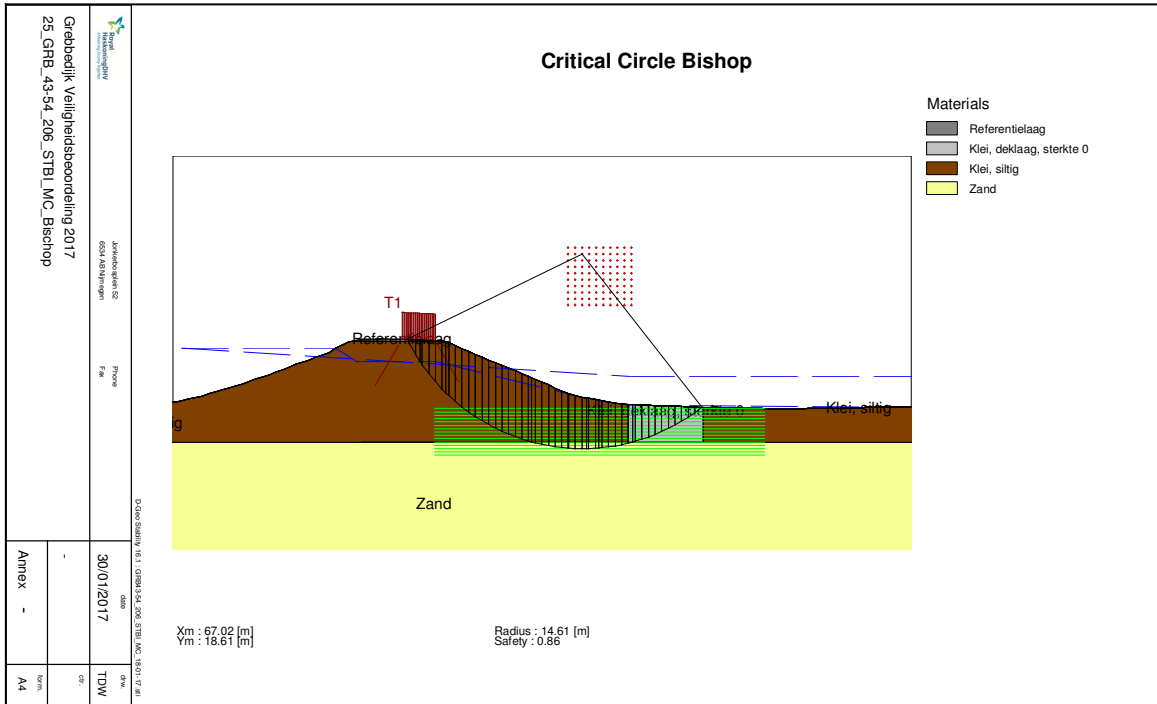
23\_GRB\_33-43\_133\_STBI\_CSSM\_Bischoop



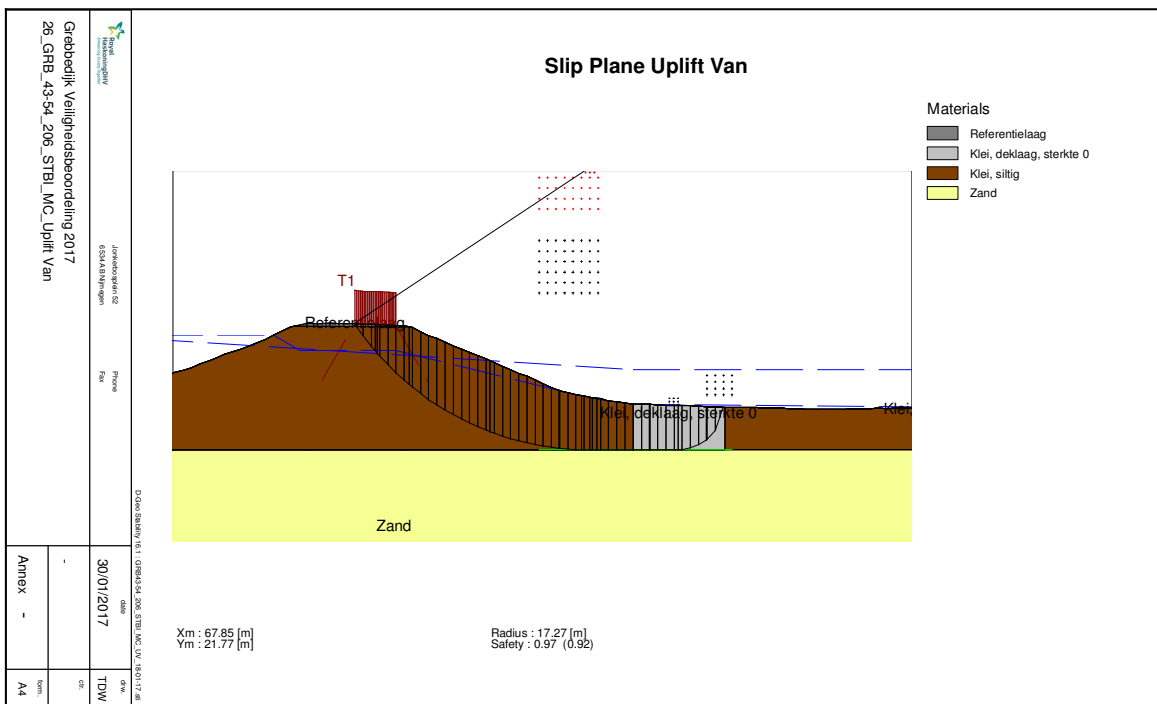
24\_GRB\_33-43\_133\_STBI\_CSSM\_Uplift Van



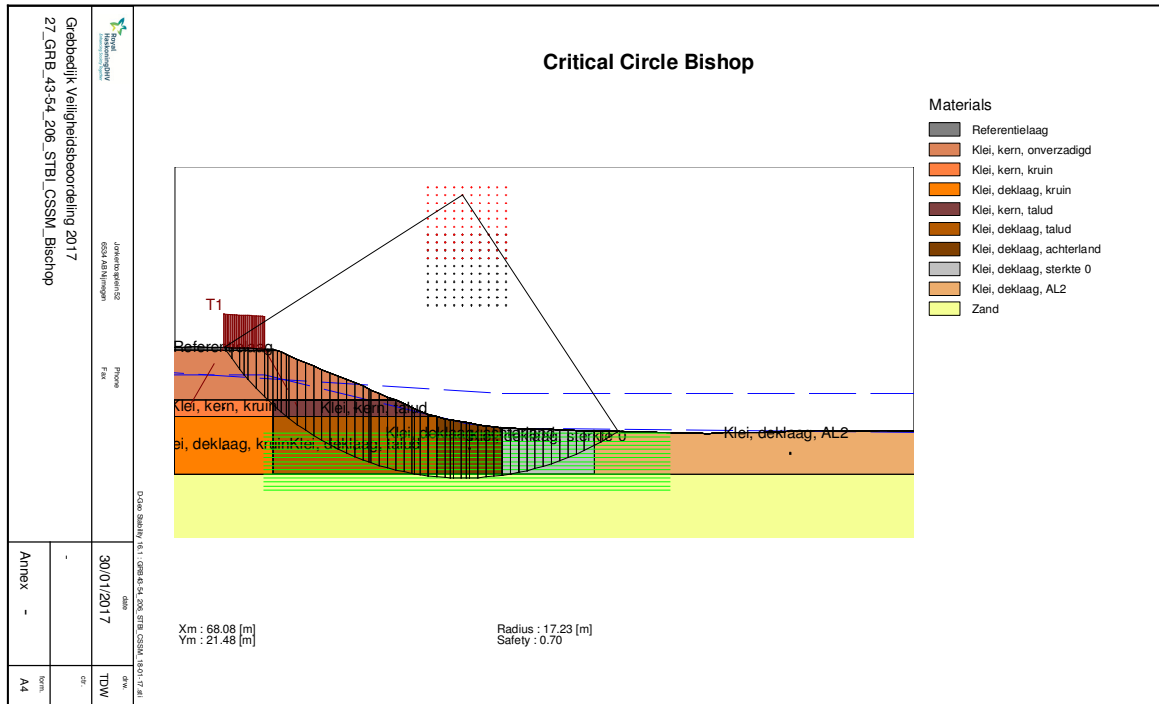
25\_GRB\_43-54\_206\_STBI\_MC\_Bischop



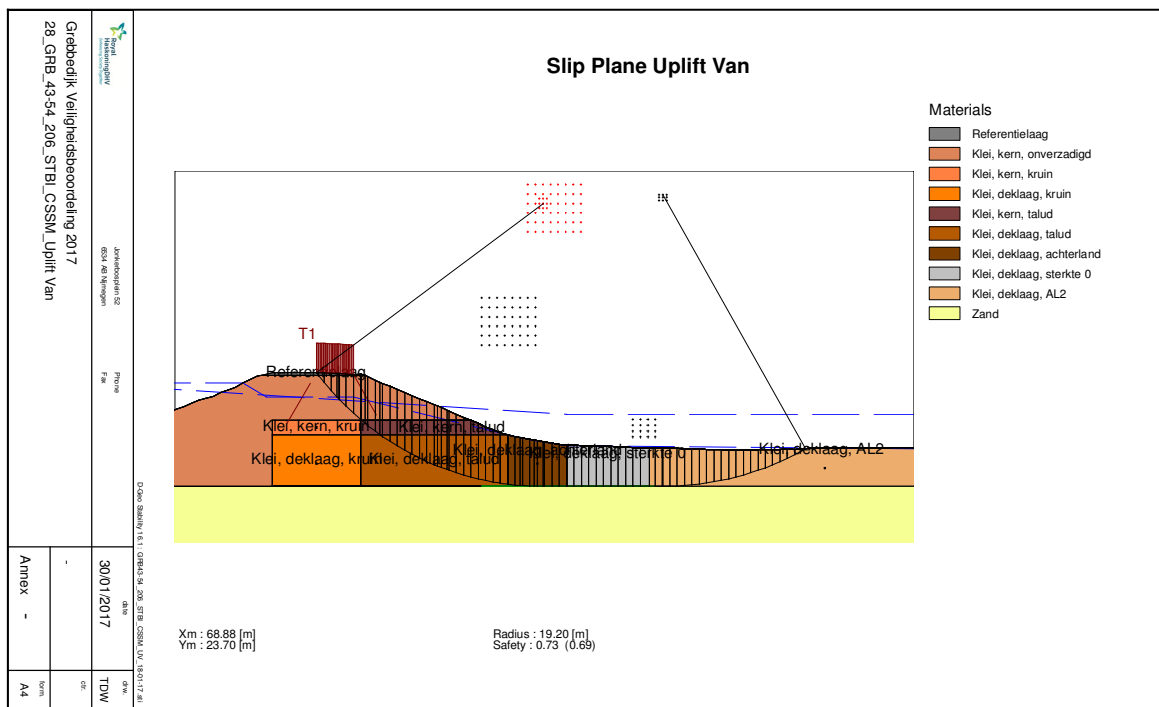
26\_GRB\_43-54\_206\_STBI\_MC\_Uplift Van



27\_GRB\_43-54\_206\_STBI\_CSSM\_Bischop

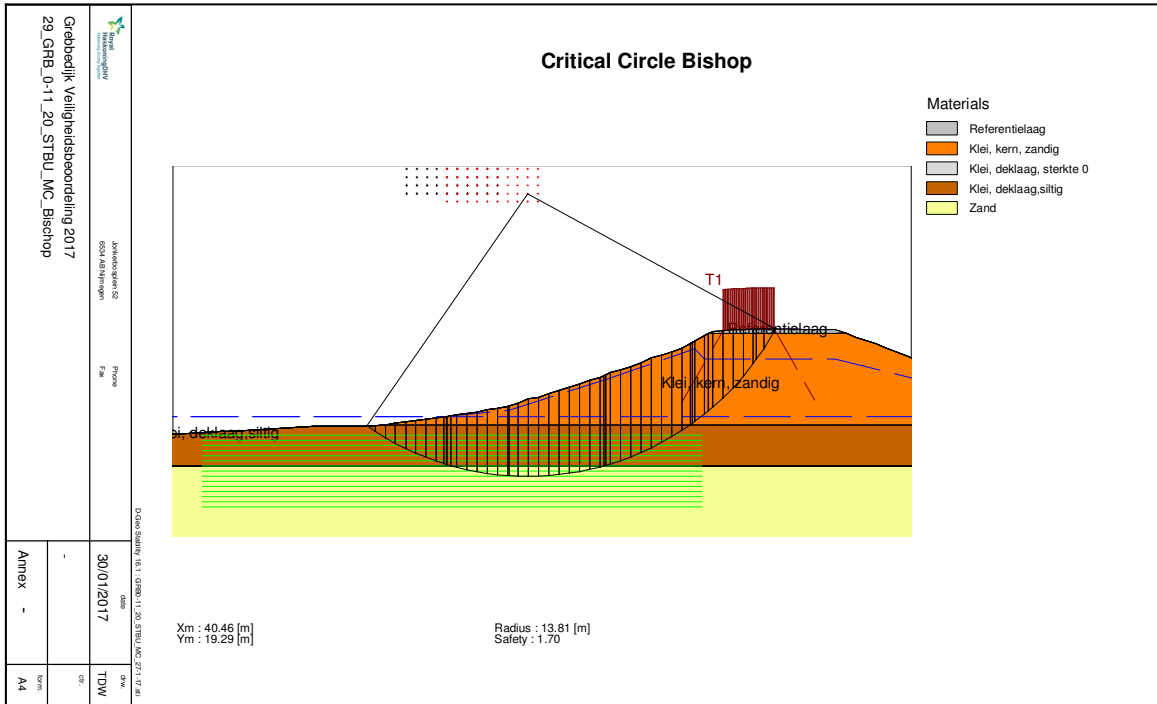


28\_GRB\_43-54\_206\_STBI\_CSSM\_Uplift Van

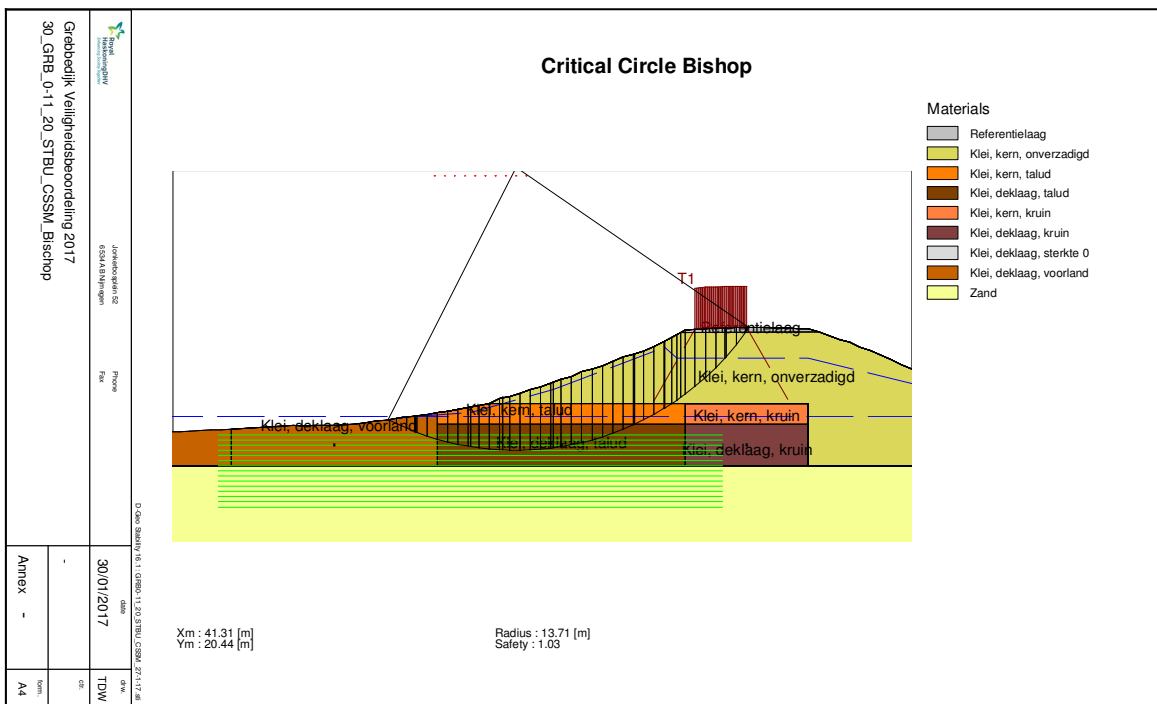


**Macrostabiliteit buitenwaarts**

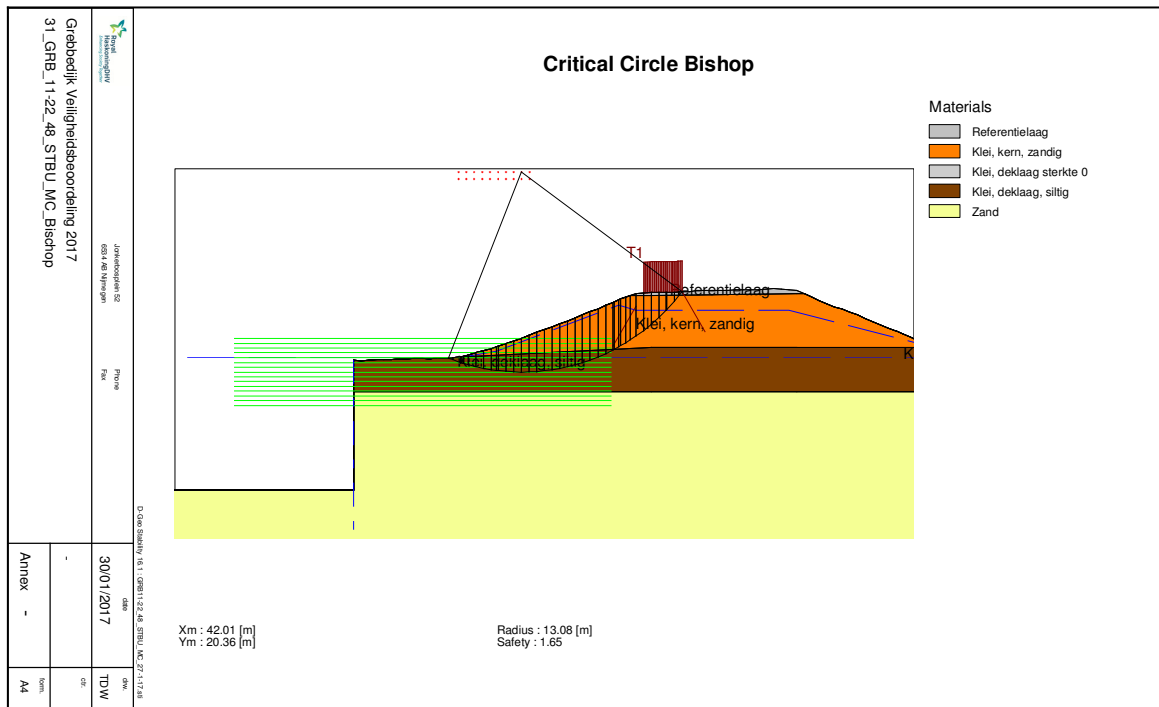
29\_GRB\_0-11\_20\_STBU\_MC\_Bischoop



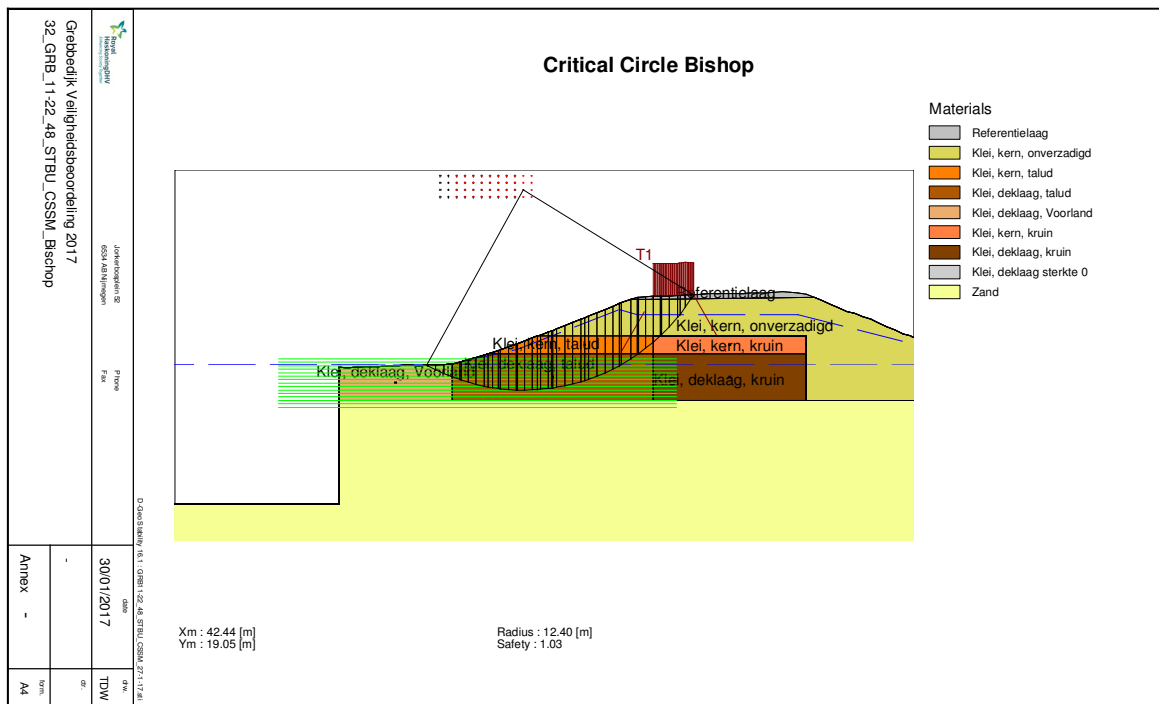
30\_GRB\_0-11\_20\_STBU\_CSSM\_Bischoop



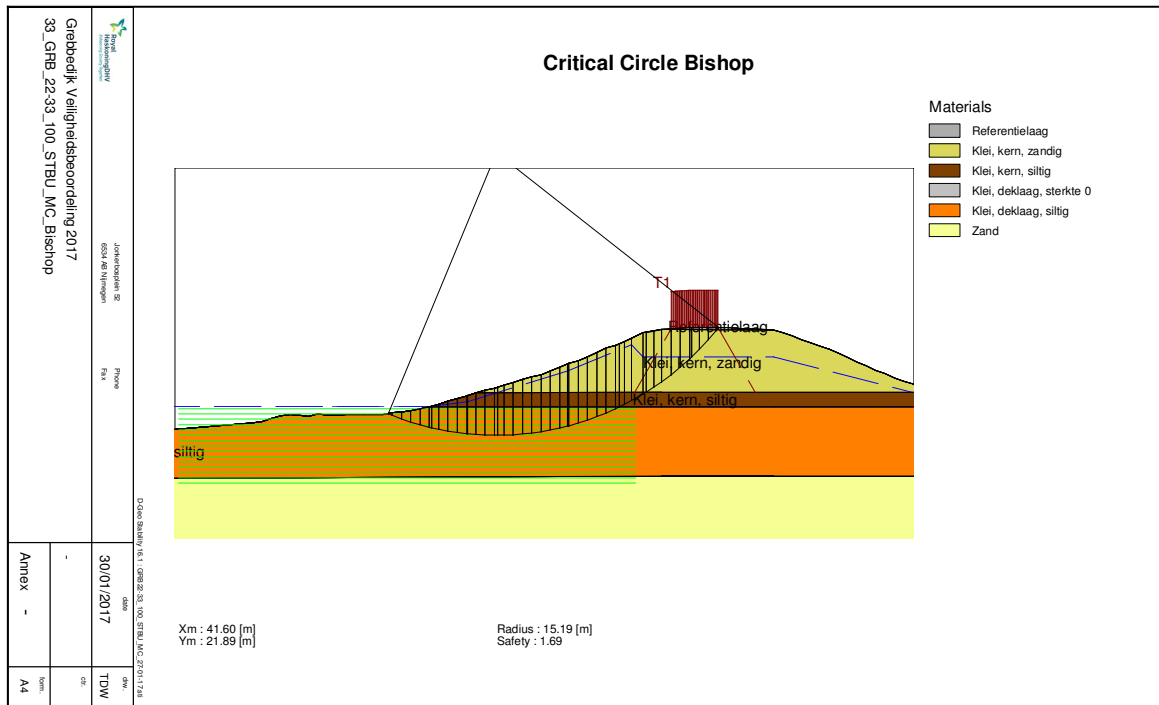
31\_GRB\_11-22\_48\_STBU\_MC\_Bischop



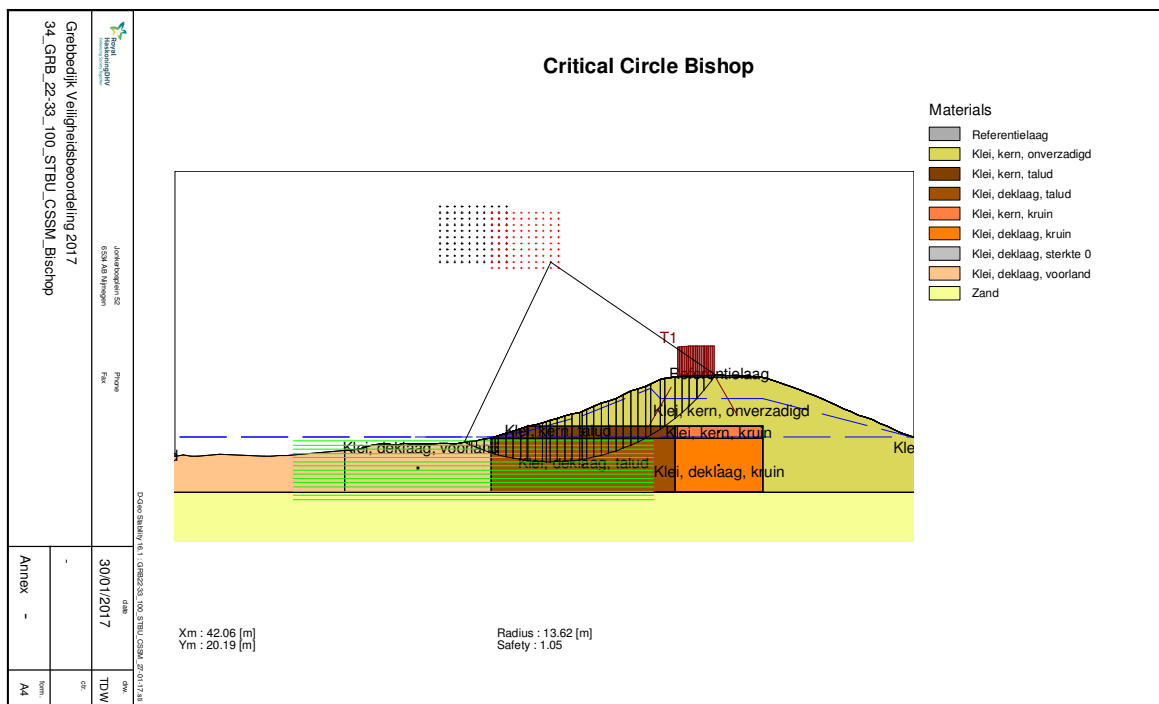
32\_GRB\_11-22\_48\_STBU\_CSSM\_Bischop



### 33\_GRB\_22-33\_100\_STBU\_MC\_Bischoop

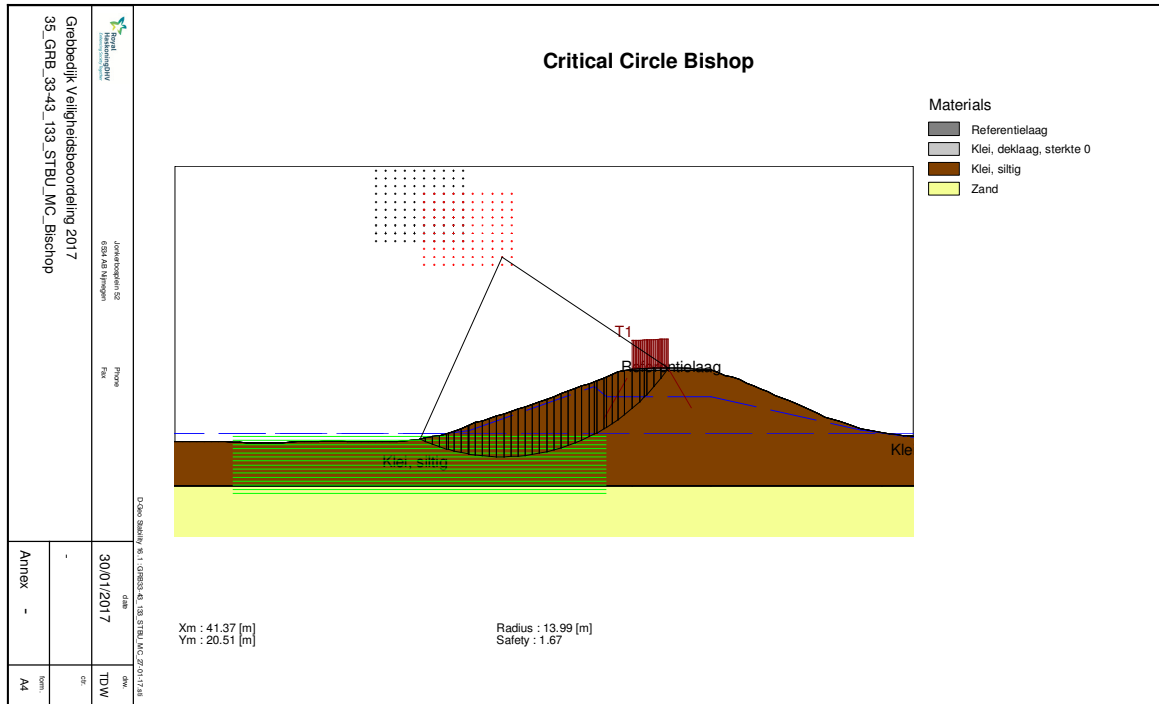


### 34\_GRB\_22-33\_100\_STBU\_CSSM\_Bischoop

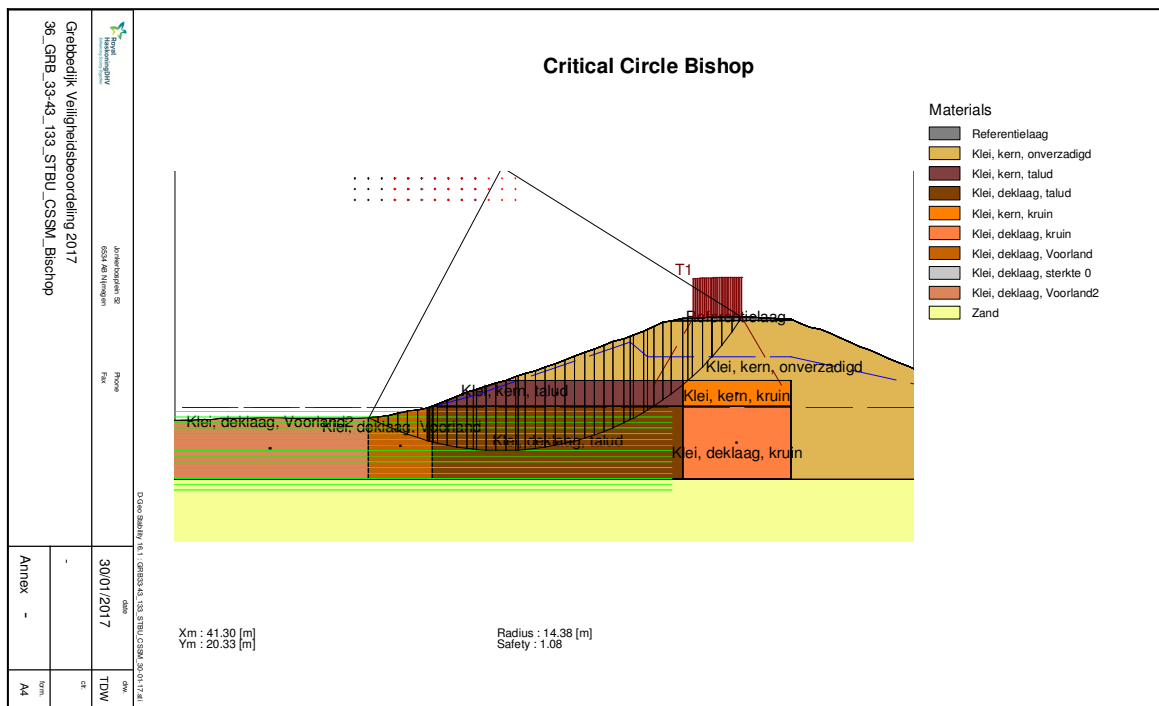




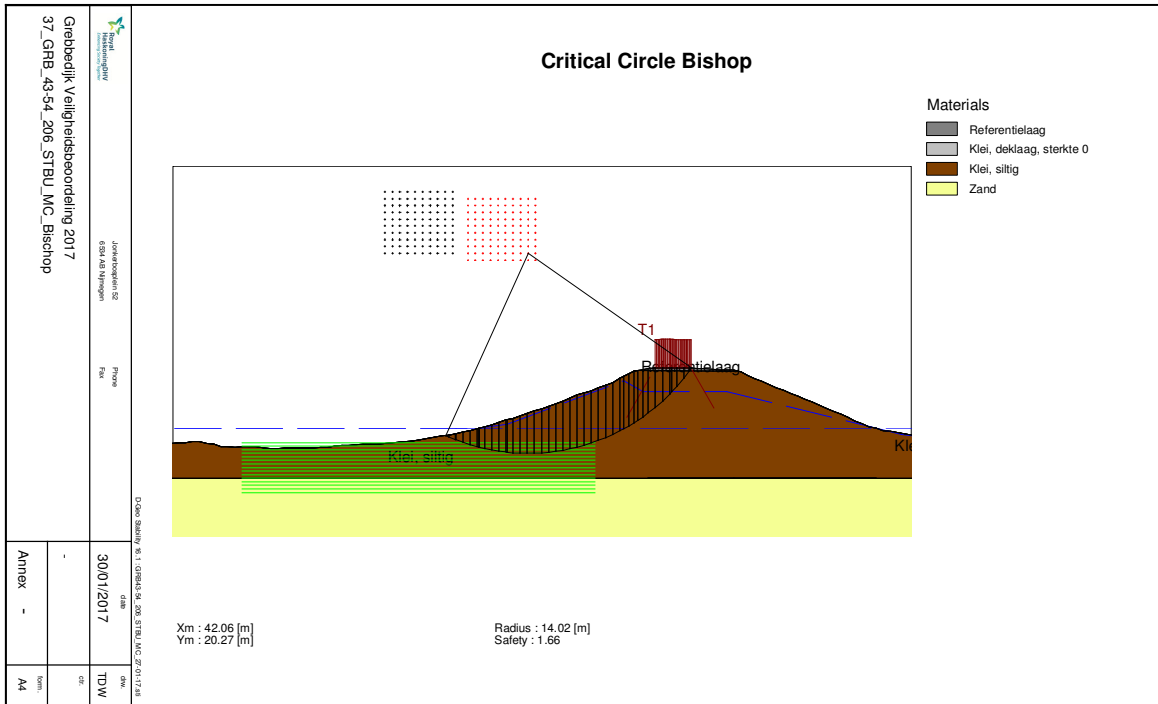
35\_GRB\_33-43\_133\_STBU\_MC\_Bischop



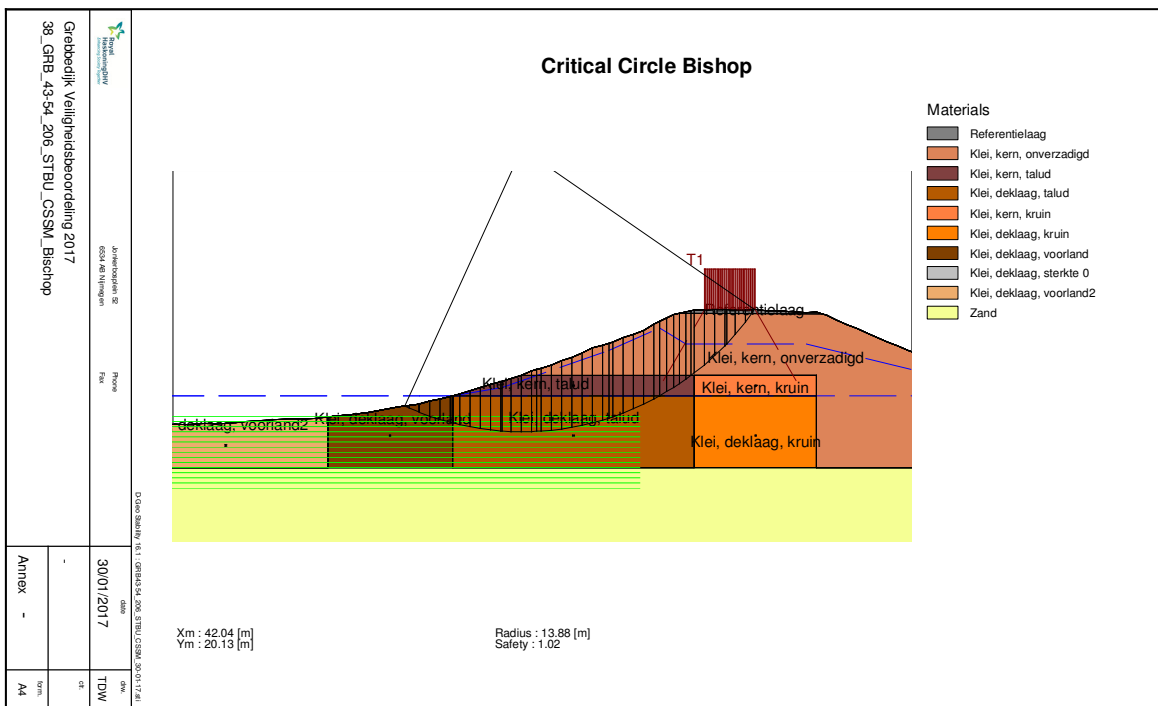
36\_GRB\_33-43\_133\_STBU\_CSSM\_Bischop



37\_GRB\_43-54\_206\_STBU\_MC\_Bischop



38\_GRB\_43-54\_206\_STBU\_CSSM\_Bischop



## **Bijlage**

### **VI. Afleiding parameters piping analyse**

Memo karakteristieke parameters uit korrelverdelingen

Het doel van deze analyse is het afleiden van enkele karakteristieke parameters uit korrelverdelingen ten behoeve van de pipingberekening. De analyse is uitgevoerd aan de hand van het Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen 2012 (ORZW). De volgende parameters zijn afgeleid:

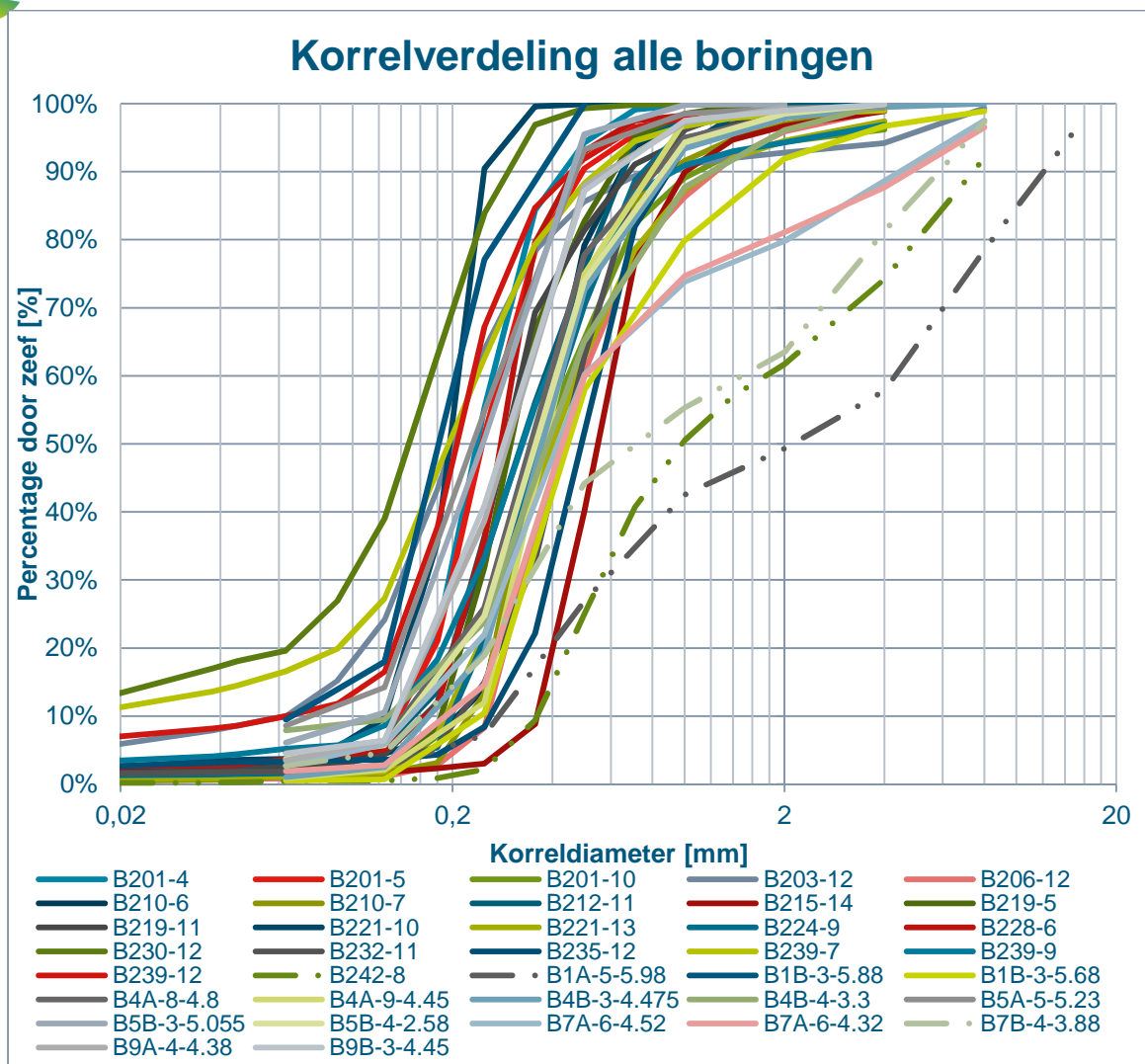
- Hooggemiddelde (95% bovengrens)  $d_{10}$  en  $d_{60}$  waarde, ter bepaling van de doorlatendheid in de piping gevoelige zandlaag;
- Laaggemiddelde (95% ondergrens)  $d_{50}$  waarde, ter bepaling van de  $C_{w,creep}$  waarde welke gebruikt wordt als input in de formule van Lane (piping inclusief damwand);
- Laaggemiddelde  $d_{70}$  waarde, als input in de formule van Sellmeijer (piping bij enkel een horizontale kwelweg).

In totaal zijn er 37 korrelverdelingen beschikbaar welke zijn uitgevoerd ten behoeve van de piping berekening:

- 22 korrelverdelingen aangeleverd door Wiertsema op 23-12-2016, onder opdrachtnummer: VN-66452-1,
- 15 korrelverdelingen, in het verleden uitgevraagd door Heidemij en uitgevoerd door Fugro op 18-04-1994, onder opdrachtnummer: F-2724/01.

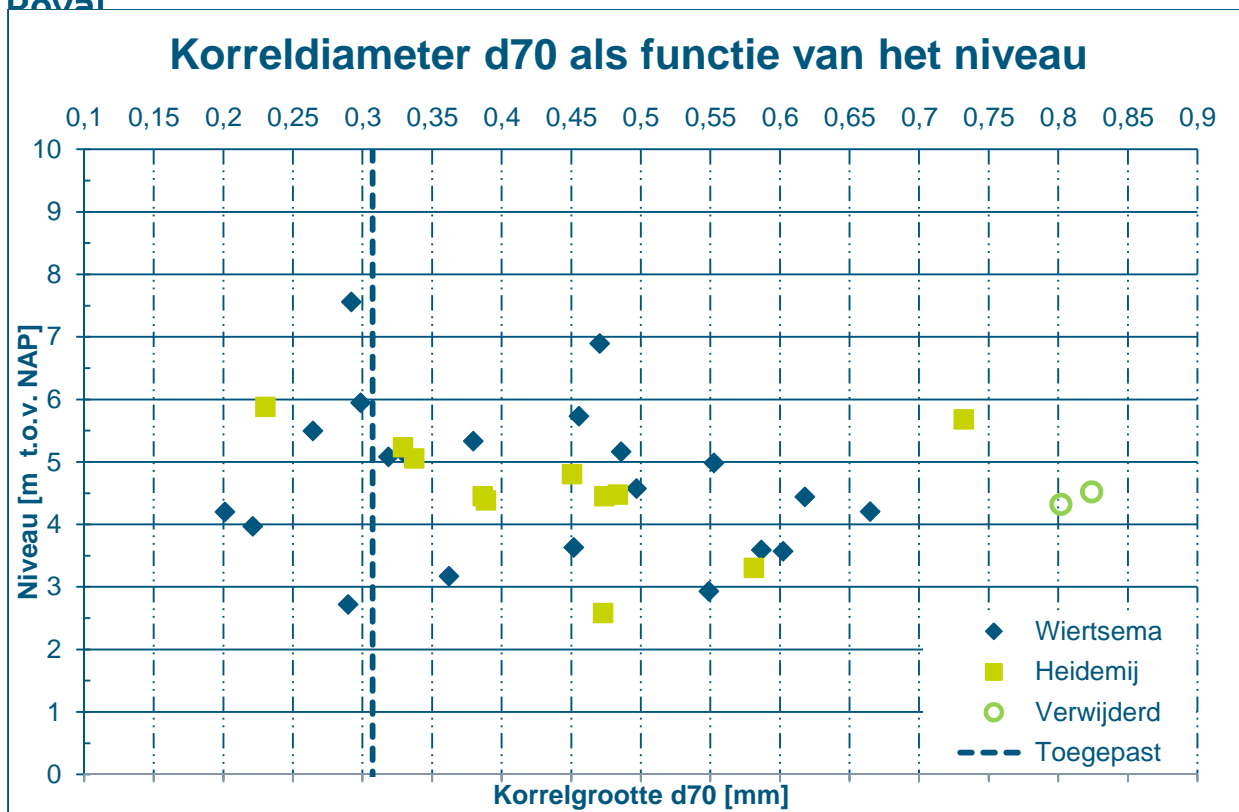
De beschikbare waarnemingen vormen samen een regionale proevenverzameling. Een regionale verzameling bestaat uit waarnemingen die het resultaat zijn van grondonderzoek over een groter gebied op verschillende locaties, waar zowel het recente als oudere grondonderzoek onder geschaard worden.

In onderstaande grafiek zijn alle korrelverdelingen gepresenteerd. Wat opvalt, is dat de vorm van de grafieken van de korrelverdelingen redelijk gelijk zijn, op de drie stip-streeplijnen na. Van de 37 waarnemingen zijn deze drie waarnemingen niet meegenomen, aangezien deze korrelverdelingen zijn bepaald op grindmonsters.



Figuur 3: Alle 37 waarnemingen (korrelverdelingen van Heidemij en Wiertma), korrelverdelingen met stip-streeplijnen zijn niet meegenomen

In onderstaande figuur zijn alle 70-percentielwaardes van bovenstaande korrelverdelingen weergegeven.



Figuur 4: Spreiding van de resultaten van de korrelverdelingen

Bij een regionaal waarnemingsbestand luidt de formule voor karakteristieke schatting voor individuele puntwaarden:

$$p_{gem, kar} = p_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95} s_p \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{N}}$$

Waarin  $\Gamma^2$  gelijk is aan 0,25 volgens *Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken, deel 2* (TAW, 1989). In onderstaande tabel zijn de resultaten van de statistische bewerking van de waarnemingen weergegeven. Doormiddel van een donkerblauwe cel zijn de maatgevende waardes gekenmerkt.

Tabel 13-1: Resultaten van de statistische bewerking van de korrelverdelingen.

Statistische bewerking	d <sub>10</sub> [µm]	d <sub>50</sub> [µm]	d <sub>60</sub> [µm]	d <sub>70</sub> [µm]	Eenheid
t-factor	1,70	1,69	1,69	1,70	[-]
aantal waarnemingen	31 <sup>(1)</sup>	34	34	32 <sup>(2)</sup>	[-]
gemiddelde	161	326	375	430	[µm]
standaardafwijking	54	96	112	136	[µm]
minimale waarneming	63	148	172	201	[µm]
maximale waarneming	260	549	604	732	[µm]
variatiecoëfficiënt	0,334	0,296	0,298	0,317	[-]
Laaggemiddelde regionale waarde	112	240	275	307	[µm]
Hooggemiddelde regionale waarde	209	415	475	552	[µm]

- 1) Drie d<sub>10</sub>-waardes zijn weggelaten uit de statistische bewerking omdat deze buiten de spreiding vallen (7 µm, 12 µm en 360 µm);
- 2) Twee d<sub>70</sub>-waardes vallen buiten de spreiding, zie Figuur 4 (802 en 824 µm).

**D<sub>70</sub> waarde**

Bij gebruik van de formule van Sellmeijer dient de waarde van  $d_{70}$  afgeleid te worden. De grootte van de korrel en de doorlatendheid vormen de belangrijkste parameters in de pipingberekening. De laaggemiddelde (kleine korrel is maatgevend)  $d_{70}$  waarde is gelijk aan 307  $\mu\text{m}$ .

**Doorlatendheid**

Bij gebruik van de pipingregel van Sellmeijer moet de doorlatendheid van de watervoerende zandlaag worden geschat. Bij voorkeur worden schattingen van de doorlatendheid verkregen door metingen in het terrein. Omdat deze metingen niet beschikbaar zijn is de doorlatendheid berekend op basis van de formule van Den Rooijen, 1992:

$$k = (c_0 - 1,83 \cdot 10^3 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1} \ln(U)) d_{10}^2$$

Met daarin:

- $c_0$ : een kwalitatieve aanduiding van de insitu pakkingsdichtheid. Er is uitgegaan van een losse pakking (conservatief) hierbij:  $c_0 = 1,5 \cdot 10^4 \text{ m/s}$ ;
- $U$ : schatting van de gelijkmatigheidscoëfficiënt,  $U = d_{60}/d_{10}$ ;
- $d_{10}$  waarde.

Er is gebruik gemaakt van hooggemiddelde waardes voor de  $d_{10}$  (209  $\mu\text{m}$ ) en de  $d_{60}$  (475  $\mu\text{m}$ ) omdat een hoge doorlatendheid maatgevend is voor de piping berekening. De berekende doorlatendheid is gelijk aan 50,9 m/dag.

**C<sub>w,creep</sub> factor**

Bij gebruik van de formule van Lane dient de factor  $C_{w,creep}$  bepaald te worden. Deze waarde geeft aan hoe gevoelig de zandlaag is voor piping. De  $C_{w,creep}$  factor wordt bepaald aan de hand van de mediane korreldiameter ( $d_{50}$ ). Omdat een kleine korreldiameter maatgevend is voor de pipingberekening is de laaggemiddelde  $d_{50}$  bepaald, deze is gelijk aan 240  $\mu\text{m}$ . Met behulp van onderstaande tabel wordt een  $C_{w,creep}$  factor van 6 verkregen.

Grondsoort	Mediane korreldiameter [ $\mu\text{m}$ ] <sup>1)</sup>	C <sub>w,creep</sub> (Lane) met $\gamma = 1,0$
Uiterst fijn zand, silt	< 105	8,5
Zeer fijn zand	105 – 150	
Zeer fijn zand (mica)		7
Matig fijn zand (kwarts)	150 – 210	7
Matig grof zand	210 – 300	6
Zeer/uiterst grof zand	300 – 2000	5
Fijn grind	2000 – 5600	4
Matig grof grind	5600 – 16000	3,5
Zeer grof grind	> 16000	3

*Figuur 5: Creep-factoren voor de regels van Lane*

## **Bijlage**

### **VII. Afleiding ongedraineerde parameters**

Onderbouwing gehanteerde parameters CSSM model





## Afleiding ongedraineerde parameters

In deze bijlage is toegelicht hoe de ongedraineerde en gedraineerde critical state sterkteparameters van de grondlagen zijn bepaald. De parameters zijn gebruikt als input voor de binnenwaartse stabiliteitsanalyse in het programma D-Geo Stability van Deltares Software (16.1 build 2.901). Er is gebruik gemaakt van de laatste versie van het programma waarin gerekend kan worden met ongedraineerde sterkteparameters.

### 1. Grondonderzoek

Voor het afleiden van de sterkteparameters is gebruik gemaakt van het bestaande grondonderzoek (uitgevoerd voorafgaand aan de dijkverbetering) en het recente uitgevoerde grondonderzoek wat is uitgevraagd door Royal Haskoning DHV en is uitgevoerd door Wiertsema & Partners. Van het recente grondonderzoek zijn de volgende gegevens gebruikt voor het afleiden van de sterkteparameters;

- 20 sonderingen, op de kruin;
- 5 samendrukkingsproeven, op 5 m achter de binnenteen;
- 45 handboringen.

### 2. Schematiseringshandleiding macrostabiliteit – van grof naar fijn

De sterkteparameters zijn bepaald aan de hand van de Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, WBI 2017 (1 september 2016). In de schematiseringshandleiding wordt bij de gedetailleerde toetst aanbevolen om van grof naar fijn te werken. De volgende stappen worden daarbij geadviseerd:

1. Stap 1: Toepassen van standaardwaarden voor S, m en POP;
2. Stap 2: Verfijnen door de grensspanning te bepalen uit beschikbare sonderingen met conservatieve correlaties;
3. Stap 3: Verfijnen met uitgebreid veld- en laboratorium onderzoek.

De huidige sterkteparameters voldoen aan stap 1+. Dit wil zeggen dat er gebruik is gemaakt van standaardwaarden voor S, m en POP. Hierop zijn echter nog aanvullingen gedaan, namelijk:

- In het dijklichaam zijn de grensspanning bepaald op basis van sonderingen;
- De 5 samendrukkingsproeven zijn gebruikt om de gehanteerde standaardparameters van POP en m te onderbouwen.

Dit betekent dat er doormiddel van aanvullend onderzoek een optimalisatie/verfijning te verwachten is.

### 3. Gedraineerd / ongedraineerd

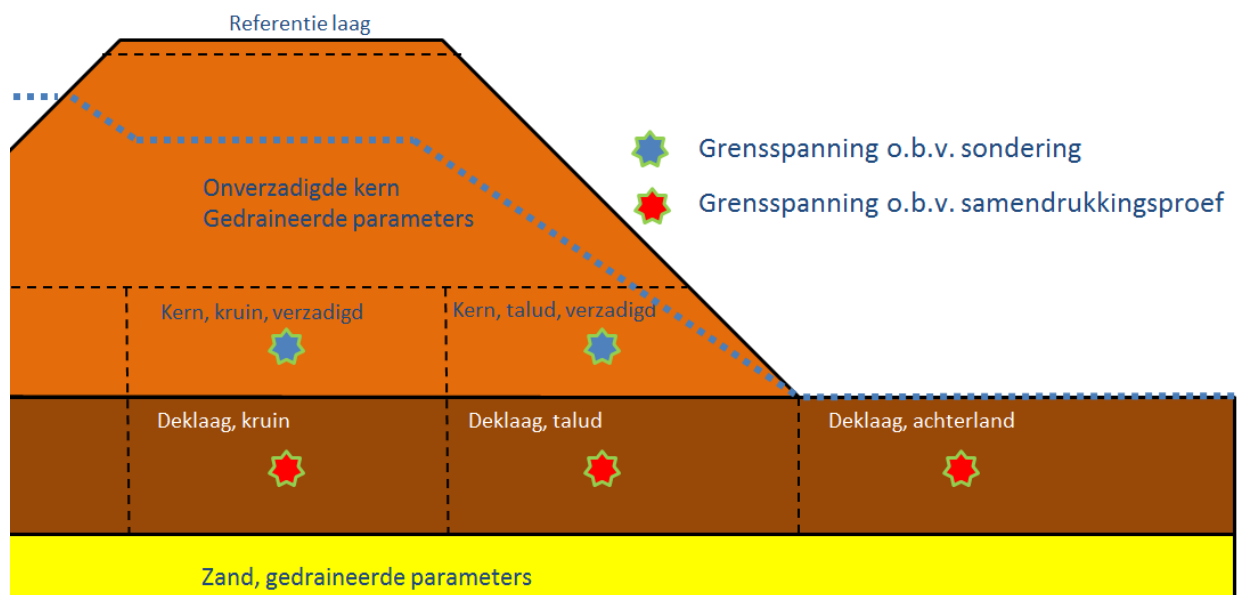
Net als het grootste deel van de rivierdijken Nederland keert de grebbedijk slechts zelden water. In de meeste gevallen staat er geen water tegen de dijk waardoor ook de kern van de dijk slecht zelden verzadigd is.

De waterspanningsmeting in de sonderingen is gebruikt om de start van de verzadigde zone in het dijklichaam vast te stellen. Deze zone start op ongeveer 1 m boven het binnendijks maaiveldniveau. Dit betekent dat ongeveer de bovenste 3 m van de kern van het dijklichaam onverzadigd is aangenomen. In deze zone is gerekend met gedraineerde critical state parameters. Voor de rest van het dijklichaam en de deklaag zijn ongedraineerde parameters gehanteerd.

#### 4. Aanpak sterkte bepaling

In onderstaande figuur is de aanpak voor het bepalen van de sterkte parameters schematisch weergegeven. De bepaling van de ongedraineerde sterkte parameters is onder te verdelen in drie delen:

1. Gedraineerde critical state parameters voor:
  - a. de klei t.p.v. de bovenkant van het dijklichaam;
  - b. het zand in het watervoerendpakket onder de deklaag.
2. Ongedraineerde parameters van de siltig tot zandige klei in het onderste deel van het dijklichaam. Bepalen van de grensspanning op basis sonderingen in de kruin;
3. Ongedraineerde parameters van de siltige klei in de deklaag. Bepalen van de grensspanningen op basis van standaardwaardes i.c.m. de samendrukkingsproeven.



Figuur 13-6: Schematische weergave van de verzadigde- en onverzadigde zones en de bepaling van de grensspanningen / gedraineerde parameters

### 5. Standaardwaardes S, m en POP

Voor de S (schuifsterkte ratio), m (sterktetoename-exponent) en POP/grensspanning worden standaard waardes uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit toegepast. De gehanteerde waardes zijn in onderstaande tabel weergegeven.

Tabel 13-2: Toegepaste waardes voor S, m en POP/grensspanning

	S (schuifsterkte ratio)	m (sterktetoename- exponent)	POP deklaag (pre-overburden pressure)	Grensspanning <sup>(1)</sup>
Verwachtingswaarde	0,30 <sup>(2)</sup>	0,84	22	variabel
Variatiecoëfficiënt	0,10	0,03	0,45	0,21
Karakteristieke waarde <sup>(3)</sup>	0,25	0,80 <sup>(4)</sup>	10 <sup>(5)</sup>	variabel
Materiaalfactor	1,08	1,05	1,1	n.v.t. <sup>(6)</sup>
Rekenwaarde	0,23	0,76	9,1	variabel

<sup>(1)</sup> De grensspanning is bepaald op basis van de POP (m.b.v. samendrukkingsproef, deklaag) en de sondering (Nkt-waarde, voor het dijkmateriaal);

<sup>(2)</sup> Tabel 7.3 uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (klei zandig en siltig);

<sup>(3)</sup> Op basis van een lognormale verdeling;

<sup>(4)</sup> Uit schematiseringshandleiding macrostabiliteit (karakteristieke ondergrenswaarde) en onderbouw m.b.v. de samendrukkingsproeven;

<sup>(5)</sup> Tabel 7.4 uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (overig klei) en onderbouwt m.b.v. de samendrukkingsproeven;

<sup>(6)</sup> Rekenwaarde van de grensspanning op basis van een rekenwaarde van de POP.

Voor alle grondlagen wordt dezelfde waarde voor S en m gebruikt. De aanpak voor het berekenen van de grensspanning is voor de deklaag anders dan voor het dijklichaam.

### Deklaag

Er wordt een standaard karakteristieke waarde voor de POP gehanteerd. Deze waarde (10) wordt vervolgens omgezet in een rekenwaarde. Aan de hand van deze rekenwaarde en een effectieve spanning wordt een rekenwaarde voor de grensspanning bepaald.

### Dijklichaam

Voor de verzadigde zone van het dijklichaam wordt een verwachtingswaarde berekend van de ongedraineerde schuifsterkte ( $S_u$ ). De  $S_u$  wordt vervolgens omgerekend naar een verwachtingswaarde van de grensspanningen. Door een karakteristieke waarde, en vervolgens rekenwaarden, van de POP te bepalen wordt een rekenwaarde verkregen voor de grensspanning. In hoofdstuk 7 is deze aanpak nader beschreven.

### 6. Samendrukkingsproeven in de deklaag (controle m en POP)

De resultaten van de samendrukkingsproeven zijn gebruik om de gehanteerde standaardwaardes van m en POP te onderbouwen. De m is toegepast voor alle grondlagen. De standaard POP waarde is enkel toegepast voor de deklaag.

De samendrukkingsproeven zijn uitgevoerd in dezelfde grondsoort (klei, siltig) in de deklaag op 5 meter achter de binnenteen. In onderstaande tabel zijn de gemeten grensspanningen uit de proeven weergegeven. Aan de hand van de grensspanningen is met behulp van de effectieve spanning de POP berekend. De karakteristieke waarde van de (beperkte) proevenverzameling is gelijk aan 9,9 kPa. Dit is komt overeen met de gehanteerde standaardwaarde van 10 kPa. Deze POP is gebruikt om de grensspanning in de deklaag te bepalen.

Tabel 13-3: Resultaten van de samendrukkingsproeven, grensspanningen en afleiding POP

Boring/monster	Maaveld [m t.o.v. NAP]	Diepte monster [m t.o.v. NAP]	Grondwaterstand [m t.o.v. NAP]	Effectieve korrelspanning [kPa]	Grensspanning [kPa]	POP [kPa]
203 / M8	7,37	4,5	5,27	44,0	55	11,0
212 / M6	7,48	5,4	4,98	37,4	65 <sup>(1)</sup>	27,6
221 / M7	7,84	5,5	5,34	42,1	57	14,9
230 / M8	8,65	5,8	6,35	45,8	65 <sup>(2)</sup>	19,2
232 / M8	9,68	6,3	6,68	57,0	95 <sup>(3)</sup>	38,0
Verwachtingswaarde (gemiddelde)						22,1
Karakteristieke waarde op basis van laboratoriumonderzoek (log normale verdeling met variatiecoëfficiënt van 0,45)						<b>9,9</b>
Karakteristieke waarde (schematiseringshandleiding macrostabiliteit)						<b>10,0</b>

<sup>(1)</sup> Afleiding van de grensspanning aangepast. Oorspronkelijke waarde: 71 kPa

<sup>(2)</sup> Afleiding van de grensspanning aangepast. Oorspronkelijke waarde: 79 kPa

<sup>(3)</sup> Afleiding van de grensspanning aangepast. Oorspronkelijke waarde: 133 kPa

In onderstaande tabel zijn de gemeten waarden van a en b weergegeven. Aan de hand van deze waarden is voor ieder monster de m-waarde berekend. Door een variatiecoëfficiënt toe te passen van 0,03 (schematiseringshandleiding macrostabiliteit) wordt een karakteristieke waarde verkregen van 0,80. Dit komt precies overeen met de gehanteerde karakteristieke ondergrenswaarde. Deze m-waarde van 0,80 is gebruikt voor alle ongedraineerde lagen.

Tabel 13-4: Resultaten van de samendrukkingsproeven, a, b en afleiding m.

Boring/monster	a	b	m
203 / M8	0,01002	0,06533	0,85
212 / M6	0,02321	0,10317	0,78
221 / M7	0,0071	0,06229	0,89
230 / M8	0,00526	0,03992	0,87
232 / M8	0,00962	0,05851	0,84
Verwachtingswaarde (gemiddelde)			0,84
Karakteristieke waarde op basis van labonderzoek (log normale verdeling met variatiecoëfficiënt van 0,03)			<b>0,80</b>
Karakteristieke ondergrenswaarde (schematiseringshandleiding macrostabiliteit)			<b>0,80</b>

### 7. Sonderingen, verzadigde zone dijklichaam (Nkt, grensspanning)

De grensspanning in de verzadigde zone van de het dijklichaam is bepaald voor gebruik te maken van de beschikbare sonderingen in de kruin van de dijk. Aan de hand van deze sonderingen is tevens de grensspanning ter plaatse van het talud berekend (zie *Figuur 13-6*).

De sonderingen zijn uitgevoerd als 'klasse 2' sondering inclusief waterspanning en kleefmeting. Bij lage conusweerstand (< 700 - 1000 kPa) in slappe grondlagen wordt vanwege de aanwezige foutmarge bij het uitvoeren van de sondering aanbevolen om 'klasse 1' sonderingen uit te voeren. Gezien de gemiddelde conusweerstand van 750 kPa in de verzadigde zone en het voorkomen van zandlagen in de onverzadigde zone is het gebruik van 'klasse 2' sonderingen toegestaan.

De ongedraineerde schuifsterkte is afgeleid door de netto conusweerstand te delen door een Nkt-factor. Er is een 'veilig gemiddelde waarde' van de Nkt van 20 gehanteerd (schematiseringshandleiding macrostabiliteit). Voor 2 representatieve sonderingen (DKPM206 en 208) is een gemiddelde gecorrigeerde conusweerstand bepaald van de verzadigde zone in het dijklichaam. De netto conusweerstand is gelijk aan 750 kPa. Deze waarde is gehanteerd voor alle dijkvakken.

Aan de hand van de ongedraineerde schuifsterkte is een grensspanning bepaald. Deze grensspanning is vervolgens omgerekend naar een karakteristieke waarde (zie *Tabel 13-2*). Er is een rekenwaarde voor de grensspanning bepaald door de karakteristieke waarde van de POP te delen door de bijbehorende materiaalfactor. Deze rekenwaardes van de POP zijn in onderstaande tabel weergegeven.

*Tabel 13-5: Gehanteerde rekenwaarde van de POP bij een Nkt van 20*

Dijkvak	Profiel	Rekenwaarde POP [kPa]
0-11	20	21,8
11-22	48	42,0
11-22	70	21,8
22-33	100	23,9
33-43	133	29,1
43-54	206	21,8

## 8. Gehanteerde grensspanningen

In onderstaande tabellen zijn alle toegepaste grensspanningen weergegeven. De variatie in grensspanningen per profiel is het gevolg van een variatie in effectieve spanning. Deze variatie is het gevolg van een verschil in maaiveldniveaus en waterstanden.

Tabel 13-6: Gehanteerde rekenwaarde van de grensspanning per dijkvak en profiel, stabiliteit binnenwaarts

		Rekenwaarde van de grensspanning per: dijkvak / profiel [kPa]					
		0-11 / 20	11-22 / 48	11-22 / 70	22-33 / 100	33-43 / 133	43-54 / 206
Deklaag	Achterland	28,89	35,19	34,29	38,79	42,39	36,99
	Achterland 2 <sup>(1)</sup>	n.v.t.	n.v.t.	32,49	n.v.t.	36,09	31,59
	Talud	73,89	69,39	81,45	74,79	78,75	77,49
	Kruin	108,09	99,99	117,09	119,79	119,79	121,59
Dijklichaam	Talud	59,64	83,41	58,20	50,89	60,06	49,74
	Kruin	93,84	96,91	93,84	94,09	94,80	93,84

(1) Ter plaatse van twee profielen is onderscheid gemaakt tussen de deklaag vóór de opbarst-/sterkte 0'-zone (achterland) en achter deze zone (achterland 2).

Tabel 13-7: Gehanteerde rekenwaarde van de grensspanning per dijkvak en profiel, stabiliteit buitenwaarts

		Rekenwaarde van de grensspanning per: dijkvak / profiel [kPa]					
		0-11 / 20	11-22 / 48	11-22 / 70	22-33 / 100	33-43 / 133	43-54 / 206
Deklaag	Voorland	27.09	28.89	Geen STBU berekening door hoog voorland	38.79	39.33	35.19
	Voorland 2 <sup>(1)</sup>	n.v.t.	n.v.t.		n.v.t.	36.99	28.53
	Talud	65.25	62.73		75.51	82.35	75.33
	Kruin	108.09	99.99		119.79	119.79	121.59
Dijklichaam	Talud	51.00	72.43	51.61	57.36	47.58	
	Kruin	93.84	96.91	94.09	94.80	93.84	

(1) Ter plaatse van twee profielen is de deklaag ter plaatse van het voorland in tweeën geknipt vanwege een aflopend maaiveldniveau.

## 9. Gedraineerde parameters (critical state)

Over de gedraineerde critical state sterkte van de gedraineerde klei- en zandlagen is geen informatie beschikbaar. De beschikbare informatie over de hoek van inwendige wrijving is namelijk afgeleid bij relatief kleine rekken waarbij geen sprake is van een critical state situatie. Om deze reden is er gerekend met verwachtingswaarde uit de schematiserings-handleiding macrostabiliteit. De toegepaste waardes zijn weergegeven in onderstaande tabel

## Projectgerelateerd



Tabel 13-8: Toegepaste critical state hoek van inwendige wrijving

	Critical state hoek van inwendige wrijving	
	Phi [°] klei	Phi [°] zand
Verwachtingswaarde	32	32
Variatiecoëfficiënt	0,10	0,07
Karakteristieke waarde <sup>(1)</sup>	27,0	28,4
Materiaalfactor <sup>(2)</sup>	1,08	1,08
Rekenwaarde	25,3	26,6

<sup>(1)</sup> Op basis van een lognormale verdeling

<sup>(2)</sup> In de schematiseringshandleiding macrostabiliteit is geen materiaalfactor toegekend aan de hoek van inwendige wrijving. De materiaalfactor is gelijk genomen aan de materiaalfactor voor de schuifsterkte ratio (S)





## **Bijlage**

### **VIII. Memo's RWS en Deltares**




Memo's voor het bepalen van hydraulische belastingen  
bij de Grebbedijk

## Memo

**Aan**  
RWS-WVL (R. Vos)

<b>Datum</b> 6 december 2016	<b>Kenmerk</b> 1230090-009-GEO-0003	<b>Aantal pagina's</b> 5
<b>Van</b> Alfons Smale	<b>Doorkiesnummer</b> +31(0)88335 8208	<b>E-mail</b> alfons.smale@deltares.nl

**Onderwerp**  
Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerp Randvoorwaarden voor Grebbedijk en Rijnkade Arnhem

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
3	Dec. 2016	A.J. Smale		J.P. den Bieman		M.R.A. van Gent	

## 1 Inleiding

In het kader van het uitwerken van HWBP project langs de Neder-Rijn bij (i) de Grebbedijk (dijkring 45) en (ii) Rijnkade Arnhem (dijkring 47) is gevraagd om een recept op te stellen voor het afleiden van de Hydraulische Ontwerp Randvoorwaarden conform het OI2014. Dit memo beschrijft de te hanteren werkwijze met daarbij de te hanteren statistiek, databases, rekeninstellingen en toeslagen welke van toepassing zijn.

*Dit memo heeft versienummer 3 en verschilt van versie nummer 2 ten aanzien van de wijze waarop omgegaan wordt met Lek ontzien. Dit resulteert in wijzigingen in de hoofdstukken "Generieke Werkwijze", de te hanteren "databases fysica" en "toeslagen".*

*De wijzigingen hebben alleen een effect op hydraulische belastingen bij toepassing van databases 2050 en 2100, waarbij het illustratiepunt gevormd wordt door een afvoer tussen 13.000 en 15.999 m<sup>3</sup>/s: daar kan als gevolg van deze wijzigingen afhankelijk van het zichtjaar een verhoging van de waterstanden en/of HBN van 0.00 tot 0.29 meter optreden bij respectievelijk 13.000 m<sup>3</sup>/s en 15.999 m<sup>3</sup>/s.*

*Daarnaast geeft dit memo een doorkijk naar de verschillen tussen OI2014 (zichtjaar 2015) en WBI2017, wat relevant zou kunnen zijn als OI2014 gebruikt is/wordt voor het uitvoeren van een consequentieanalyse WBI2017.*

## 2 Generieke werkwijze

De generieke werkwijze voor het afleiden van de Hydraulische Ontwerp Randvoorwaarden staat beschreven in Deltares (2015). Voor dit project geldt dat de werkwijze zoals beschreven in Deltares (2015) voor Bovenrivieren gebruikt kan worden, zij het met één aangepaste component. In de hiernavolgende secties worden de componenten beschreven. Ten opzichte van Deltares (2015) geldt de volgende afwijking:

- De afvoerstatistiek dient te worden afgetopt op 18.000 m<sup>3</sup>/s bij Lobith.

## 3 Statistiek

### *Afvoerstatistiek*

Voor de afvoerstatistiek geldt dat gerekend dient te worden met de afvoerstatistiek volgens GRADE voor de verschillende zichtjaren. Het gaat daarbij om de statistiek bestanden zoals beschreven in Deltares (2015), Bovenrivieren. De wijze waarop deze bestanden gebruikt dienen te worden is eveneens beschreven in Deltares (2015). Het gaat om de volgende statistiek bestanden:

- Ovkans\_Lobith\_Piekafvoer\_GRADE\_2015.txt
- Ovkans\_Lobith\_Piekafvoer\_GRADE\_2050\_W+.txt
- Ovkans\_Lobith\_Piekafvoer\_GRADE\_2100\_W+.txt

Als onderdeel van de afvoerstatistiek dient ook rekening te worden gehouden met het aftoppen van de afvoer op 18.000 m<sup>3</sup>/s. Dit kan door na het aanpassen van de statistiek in hetzelfde scherm een vinkje te zetten bij "aftoppen" en daar vervolgens de waarde 18000 in te vullen, zie Figuur 3.1. Dit wijkt af van de werkwijze beschreven voor Bovenrivieren in Deltares (2015).

Vershil WBI2017 en OI2014 zichtjaar 2015/2023:

Geen, los van doorwerking onzekerheden wat onderdeel van toeslagen is.

Hydra-Zoet - Scenario editor - <geen naam>\*

Watersysteem: Bovenrivieren Rijn (afvoerstation Lobith) Aantal verschillende gegevensblokken: 1

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12

Aantal keer dit gegevensblok: 6

Afvoerstatistiek Rijn (Lobith)

Bestand met overschrijdingskansen piekafvoer: bith\_piekafvoer\_Hydra-Zoet.txt Bladeren

Tabel met het afvoerloop: jolfvormen\Golfvormen\_Rijn.txt Bladeren

Tabel met topduren van de: topduren\Topduur\_Rijn\_v01.txt Bladeren

Aftopniveau afvoer:  18000 m<sup>3</sup>/s

Windstatistiek

Bestand met overschrijdingskansen windsnelheid: iphol\Ovkanswind\_schiphol.txt Bladeren

Bestand met momentane kansen op de windrichting: meen\kanswindrichting\_v01.txt Bladeren

Aantal trapezia: 6 Som basisduren trapezia: 180 dagen

Opslaan Openen... Ok Annuleren

Figuur 3.1 Screenshot Scenario editor met hierin aangegeven waar aftoppen aangevinkt dient te worden en waar het aftopniveau ingevuld dient te worden.

## 4 Databases

Voor de Grebbedijk en Rijnkade Arnhem kan in het kader van OI2014 gebruik worden gemaakt van de volgende database fysica:

- DPa\_Riv\_Rijn\_oever\_2015\_ref\_S10\_DM1p1p12\_v01

Dit is conform werkwijze voor Bovenrivieren beschreven in Deltares (2015), *ie* het OI2014\_versie 3. Toelichting op en toepassen van de databases staat dan ook beschreven in Deltares (2015). Opgemerkt wordt dat aanbevolen wordt om conform Deltares (2015) enkel de database fysica van 2015 te gebruiken (in combinatie met statistiek voor verschillende zichtjaren).

Deltares (2015) vermeldt dat de databases voor zichtjaren 2050 en 2100 gebruikt kunnen worden als gevoeligheidsanalyse om de invloed van de Voorkeursstrategie DP-Rivieren in beeld te brengen. Onderdeel van deze strategie / databases is ook een wijziging van de afvoerverdeling over de splitsingspunten. Deze is echter gebaseerd op de oude normering en past daarom niet in het OI2014. Vooralsnog wordt conform het OI2014\_vs3 aanbevolen de afvoerverdeling zoals gehanteerd in het Deltamodel voor zichtjaar 2015 te hanteren. Daarmee dient de database 2015 ook voor zichtjaren 2050 en 2100 gehanteerd te worden en vervallen de in Deltares beschreven databases voor zichtjaren 2050 en 2100.

Wijziging ten opzichte van voorgaande versie van dit memo:

*De in versie 2 van dit memo voorgeschreven databases voor zichtjaren 2050 en 2100 bevatten aannames aangaande afvoerverdeling op de splitsingspunten ("Lek Ontzien") welke niet in lijn zijn met de huidige inzichten met betrekking tot afvoerverdeling conform de nieuwe normering. Om deze reden wordt voor alle zichtjaren de database voor 2015 aanbevolen. Het gebruik van de databases voor 2050 en 2100 wordt afgeraden, waar het voorheen als gevoeligheidsanalyse was aangeboden. Indien de databases 2050 en 2100 zouden worden gebruikt in combinatie met een correctie voor de hierin opgenomen afvoerverdeling (zoals beschreven in versie 2 van dit memo), dan volgt hier voor de Lek eenzelfde belasting als volgend uit de database 2015. Omdat de in de voorgaande versie van dit memo beschreven correctie gebaseerd was op een afvoerverdeling welke afwijkt van de nu gemaakte keuze voor de afvoerverdeling treden er desondanks toch verschillen op met de voorgaande versie van dit memo. Conclusie is dat het werken met de VKS en de databases van 2050 en 2100 niet in alle gevallen conform de afvoerverdeling van het OI2014\_vs3 is en daarom niet tot aanbeveling strekt.*

Vershil WBI2017 en OI2014 zichtjaar 2015/2023:

De database fysica van OI2014 (Deltamodel) gaat uit van een basis-schematisatie van de rivierbak welke is samengesteld in 2012 (inclusief inzichten aangaande bodemligging, bodemruwheid en vormgeving Ruimte voor de Riviermaatregelen). De basis-schematisatie gebruikt voor de WBI2017 database fysica is samengesteld in 2014 met de op dat moment beschikbare inzichten in bodemligging, bodemruwheid en vormgeving Ruimte voor de Riviermaatregelen. Vanwege de verschillende "peiljaren" ontstaan er ook verschillen. Een nadere analyse heeft laten zien dat deze verschillen voor de Lek -0.05 tot +0.05 meter bedragen. Daarnaast speelt mee dat er sprake is van een verschil in aannames voor de afvoerverdeling: dit leidt voor de Lek voor de afvoerstatistiek 2015 tot hogere waterstanden orde 0.0 tot +0.1 meter bij gebruik van het OI2014 in plaats van WBI2017.

## 5 Toeslagen

Voor beide projecten dient, conform Bovenrivieren zoals beschreven in Deltares (2015) een onzekerheidstoeslag van 0,30 meter toe past te worden.

Wijziging ten opzichte van voorgaande versie van dit memo:

*De in versie 2 genoemde correctie voor de afvoerverdeling ("Lek Ontzien") is komen te vervallen.*

Vershil WBI2017 en OI2014 zichtjaar 2015/2023:

In het kader van WBI2017 worden kennisonzekerheden meegenomen bij de bepaling van de Hydraulische Belastingen. OI2014 anticipeert hierop door een onzekerheidstoeslag voor te schrijven. Nadere uitwerking van WBI2017 heeft laten zien dat de in OI2014 voorgeschreven onzekerheidstoeslag mogelijk conservatief is met orde 0.05 meter. Dit is echter sterk locatie afhankelijk en een algemene reductie van de onzekerheidstoeslag wordt dan ook nog niet aanbevolen.

## Referenties

Deltares (2015). Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden – OI2014 versie 3, voor HWBP 2015 projecten. Rapport 1210420-000-HYE-0007 (OI2014v3)

# Denkbare scenario's voor de afvoerverdeling Lek ten behoeve van het HWBP project Grebbedijk

Van: Robert Vos, RWS-WVL  
Datum: 7-12-2016

## Concept

### Inleiding

Ten behoeve van het HWBP project Grebbedijk worden door Waterschap Vallei en Veluwe de Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden opgesteld. Hiervoor wordt uitgegaan van het Ontwerpinstrumentarium 2014 conform het recept Grebbedijk-Arnhem Rijnkade (2016). Dit recept is zeer recent (6-12-2016) aangescherpt.

Het recept is opgesteld conform de werkwijze ontwerpbelastingen van het OI2014\_vs3 maar zal ook gepubliceerd worden in de werkwijze ontwerpbelastingen van OI2014\_vs4 dat begin volgend jaar zal verschijnen. In de werkwijze OI2014\_vs4 wordt op dit moment nog niet uitgegaan van het WBI2017 omdat de ontwikkelingen daaraan nog niet zijn afgerond.

De uitgangspunten voor de afvoerverdeling voor het OI zijn afgegeven door DGRW en gaan uit van een 100% ontzien van de Lek vanaf 16.000 m<sup>3</sup>/s en een ongewijzigde afvoerverdeling tov de referentie. De Lek kan dan nooit meer water afvoeren dan 3380 m<sup>3</sup>/s. Hierop is het OI-ontwerprecept Grebbedijk gebaseerd waarbij tevens rekening gehouden wordt met de eisen vanuit de nieuwe normering. In deze memo noemen we dit het ontwerpscenario "Lek volledig ontzien". Het is bekend dat dit ontwerpscenario niet kan worden gerealiseerd zonder fysieke vergroting van het regelbereik op de splitsingspunten Hondsbroeksche Pleij en Pannerdense Kop. Ook wordt getwijfeld of het beleidstandpunt "aftoppen op 18.000 m<sup>3</sup>/s bij Lobith" wel houdbaar zal blijken in de toekomst.

Daarom zijn er twijfels bij Waterschap Vallei en Veluwe of het scenario "Lek volledig ontzien" niet te optimistisch is. In zo'n geval is het aan te bevelen een gevoeligheidsonderzoek te doen bij de verkenningfase van het dijkontwerp met meerdere mogelijke toekomstten ten aanzien van het beleidstandpunt "Lek volledig ontzien".

Op 23 november 2016 heeft Waterschap Vallei en Veluwe derhalve aan DGRW de volgende vraag gesteld (email E. Steenbergen aan A. Roeling):

*Wij willen voor Grebbedijk graag hoekpunten doorrekenen met verschillende scenario's om zicht te krijgen op verschillen en bandbreedtes waar wij vervolgens in de verkenning nadere keuzes willen maken.*

Deze vraag is door DGRW neergelegd bij het project OI van RWS-WVL. In deze memo worden ter beantwoording van de vraag een 2-tal extra scenario's gepresenteerd van mogelijke toekomstige afvoerverdelingen. De aanbevelingen in deze memo hebben nadrukkelijk alleen betrekking op het HWBP project Grebbedijk. Voor een bredere beschouwing van de toekomstige afvoerverdeling worden binnen RWS-WVL in opdracht van DGRW het komende jaar nog de nodige stappen gezet.

### Uitgangspunten scenario's afvoerverdeling

Voor een kwantitatieve eerste orde beschouwing over de invloed van het regelbereik, ruimtelijke maatregelen en BenO-wensen op de afvoerverdeling is door RWS-WVL in 2015 een interne memo opgesteld (R. Vos en M. Schropp, april 2016). Deze diende ook als redeneerlijn voor WVL aangaande toekomstig te maken keuzes. In die memo worden er diverse mogelijke scenario's gepresenteerd voor een waarschijnlijke toekomstige afvoerverdeling. Daarbij is het uitgangspunt dat wordt uitgegaan van de huidige regelwerken maar kan wel rekening gehouden worden met toekomstige ruimtelijk maatregelen in de rivier zoals bv de maatregel IJsselpoort. Deze beïnvloeden sterk de afvoerverdeling. Daarnaast wordt het regelbereik ook beïnvloed door beheer en onderhoudswensen van RWS ten aanzien van de morfologie.

In de huidige memo zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Uitgegaan wordt van het theoretisch maximale regelbereik wat is opgegeven door RWS. Het maximale regelbereik op Pannerdense Kop (voor aanleg RvR) is 536 m<sup>3</sup>/s en op Hondsbroeksche Pleij 170 m<sup>3</sup>/s.
- Hierop worden invloeden van IJsselpoort of BenO onderhoud in rekening gebracht. Ook worden ruimtelijke maatregelen voor de rivier verdisconteerd. Daarbij gaat het met name om de al gerealiseerde maatregel Scherpekamp die invloed heeft op de Pannerdense Kop

en de mogelijke toekomstige maatregel IJsselpoort die invloed heeft op de Hondsbroeksche Pleij.

- De database fysica (fysische modellering) in de Referentie is gebaseerd op het Rijntakkenmodel vanuit het Deltaprogramma conform het Ontwerpinstrumentarium. Onze ervaring leert dat deze database in de Referentie een afvoerverdeling produceert die lijkt op een scenario van het theoretisch maximale regelbereik inclusief de reeds gerealiseerde maatregel Scherpekamp. Wij schatten in dat laatste maatregel het regelbereik bij Pannerden voor de helft consumeert, ie wat resteert is dan een regelbereik van 268 m<sup>3</sup>/s.
- Conform het OI2014\_vs3 en het recept Grebbedijk wordt de afvoerverdeling van de referentie ook gehanteerd voor toekomstige zichtjaren 2050 en 2100. Klimaatverandering wordt alleen verdisconteerd met de afvoerstatistiek bij Lobith. De database fysica wordt dus *niet* aangepast voor toekomstige zichtjaren.

Er is dus niet uitgegaan van de afvoerverdeling die wordt verwacht in de Referentie van het WBI2017. Deze laatste afvoerverdeling kent een veel kleiner regelbereik op de Pannerdense Kop dan theoretisch wordt voorspelt. De oorzaak hiervan is momenteel onduidelijk en moet nog worden onderzocht. Gevolg is dat WBI2017 sterk afwijkt van het beleidsstandpunt "Lek volledig ontzien". Derhalve is deze database fysica niet bruikbaar voor de toekomstige afvoerverdeling die vereist is voor het Ontwerpinstrumentarium. De afvoerstatistiek van WBI2017 is uiteraard in de referentie identiek aan die van het OI.

### **Mogelijke Scenario's afvoerverdeling voor verkenning dijkontwerp Grebbedijk**

Hieronder worden 3 scenario's gepresenteerd voor het HWBP project Grebbedijk:

- 1) Scenario *Lek volledig ontzien* conform OI2014 (beleidsuitgangspunt DGRW). De Lekafvoer is altijd 3380 m<sup>3</sup>/s;
- 2) Scenario *Maximale regeling voor de Lek Ontzien*: een scenario waarin het regelbereik maximaal wordt ingezet om de Lek te Ontzien (incl maatregel Scherpekamp). Er wordt echter niet afgetopt bij Lobith;
- 3) Scenario *Lek niet ontzien*: in scenario 3 wordt geheel niets ondernomen om de Lek te ontzien en zijn bovendien afvoeren boven de 18000 m<sup>3</sup>/s bij Lobith mogelijk. Er wordt geen IJsselpoort aangelegd en er wordt door RWS geen BenO gedaan ten behoeve van de morfologie. Dit scenario is uiteraard volledig strijdig met het huidige beleid en is dan ook het meest ongunstige hoekpunt van het speelveld en uiteraard minder waarschijnlijk.

Er zijn uiteraard nog vele andere scenario's denkbaar. Ten behoeve van een gevoeligheidsanalyse beperken we ons tot deze scenario's.

#### *Maatgevende afvoeren voor de Grebbedijk*

In 2075 (W+) is bij afkeurnorm 1 op 30.000 per jaar, de GRADE afvoer (zonder aftoppen) bij Lobith ca 18700 m<sup>3</sup>/s.

- In scenario 1 is de Lekafvoer in 2075 3380 m<sup>3</sup>/s.
- In scenario 2 wordt de Lekafvoer in 2075 geschat op die van scenario 3 minus een maximaal regelbereik van 438 m<sup>3</sup>/s (430= 268+170). De afvoer is dan ca 3510 m<sup>3</sup>/s.
- In scenario 3 wordt niet geregeld en wordt de afvoer op de Lek in 2075 geschat op 3950 m<sup>3</sup>/s. (deze schatting is gebaseerd op een database van het WBI2011).

#### *Effecten op het MHW tov scenario 1*

We gaan er vanuit dat op de Lek elke 100 m<sup>3</sup>/s Lekafvoer overeenkomt met 8,5 cm stijging van het MHW. We ronden de uitkomst af op 5cm.

- In scenario 2 neemt de afvoer toe met 180 m<sup>3</sup>/s en dit is ca 15cm MHW stijging op de Lek.
- In scenario 3 neemt de afvoer toe met 570 m<sup>3</sup>/s en dit is ca 50cm MHW stijging op de Lek.

### **Aanbeveling**

Aanbevolen wordt bovenstaande MHW-stijging toe te passen op de resultaten van de referentie (scenario 1) in een gevoeligheidsanalyse. Het is daarbij voldoende dit te hanteren als toeslag op het MHW en het HBN (nieuwe Hydra simulaties zijn ons inziens niet nodig).

### **Referenties**

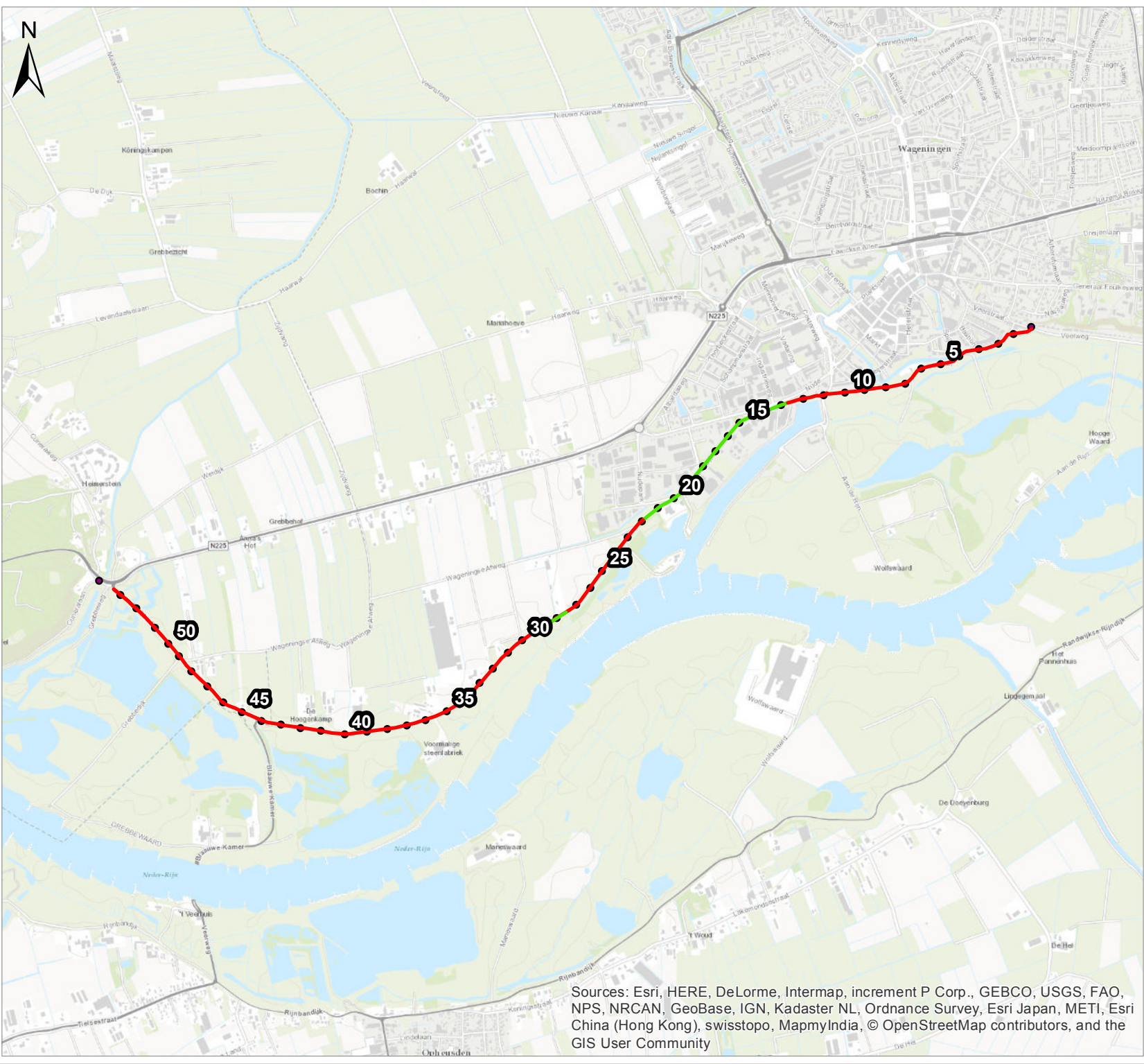
- Robert Vos, Max Schropp. Rivierafvoeren Modellen: Bijstelling van de afvoerverdeling voor ontwerpen met OI2014 langs de Nederrijn-Lek. RWS-WVL (5<sup>e</sup> Concept)
- Alfons Smale. Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerp Randvoorwaarden voor Grebbedijk en Rijnkade Arnhem. Deltares. 6 december 2016. Versie 3.



## **Bijlage**

### **IX. Beoordelingsresultaten**

Kaarten met beoordelingsresultaten voor de  
verschillende faalmechanismen



### Legenda

#### Overloop en overslag

- Goed
- Voldoende
- Onvoldoende
- Dijkpalen

*Titel*  
Nadere Veiligheidsanalyse Grebbedijk

*Project*  
Dijkversterking Grebbedijk

*Opdrachtgever*  
Waterschap Vallei & Veluwe

*Datum*  
16-3-2017

*Schaal*  
1:25000

*Figuur*  
Oordeel faalmechanisme Overloop en overslag

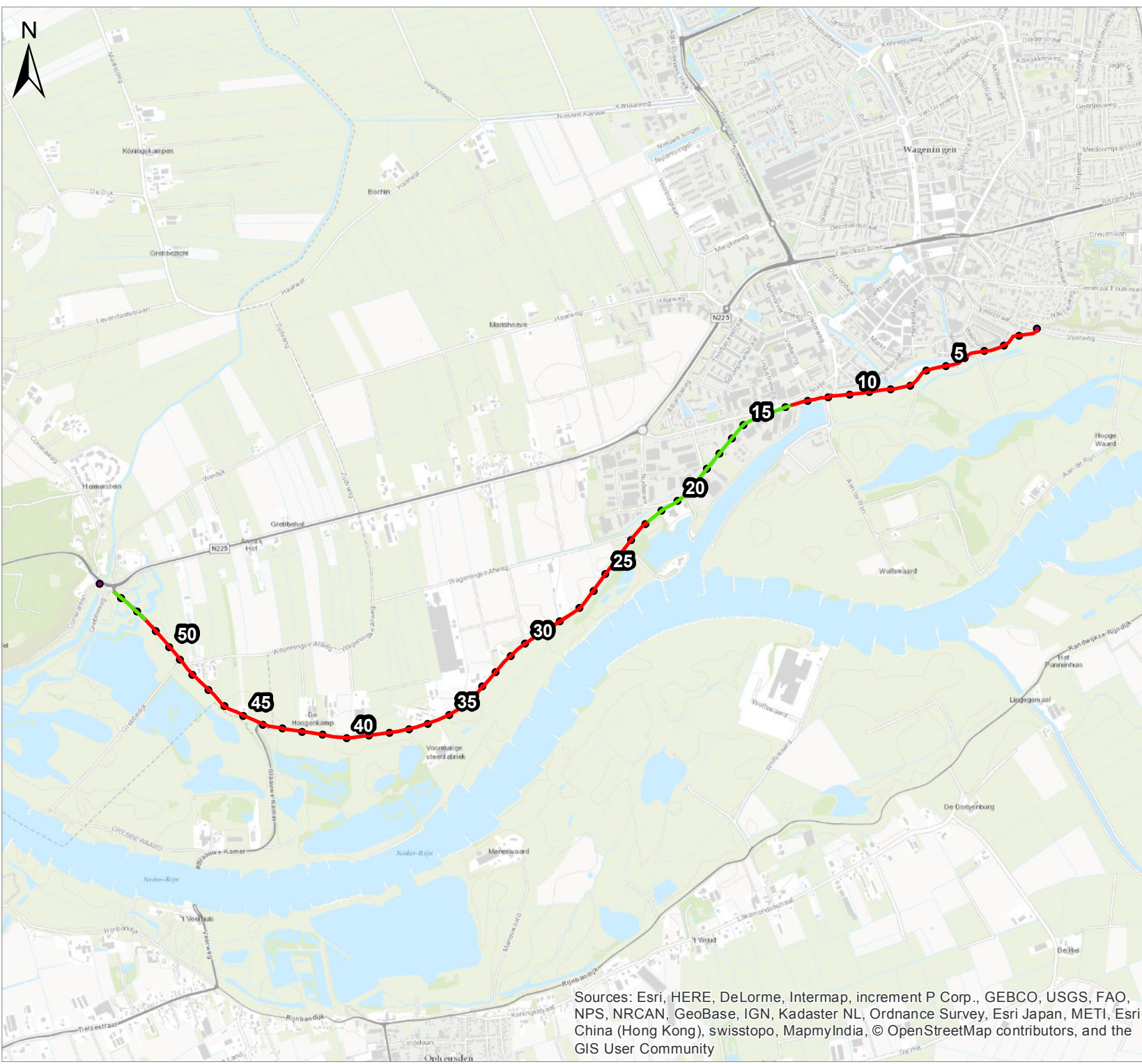
*Gecontroleerd door*  
Peter van der Scheer

*Volgnummer*  
1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community





### Legenda

#### Opbarsten en piping

- Goed
- Voldoende
- Onvoldoende
- Dijkpalen

*Titel*  
Nadere Veiligheidsanalyse Grebbedijk

*Project*  
Dijkversterking Grebbedijk

*Opdrachtgever*  
Waterschap Vallei & Veluwe

*Datum*  
16-3-2017

*Schaal*  
1:25000

*Figuur*  
Oordeel faalmechanisme Opbarsten en piping

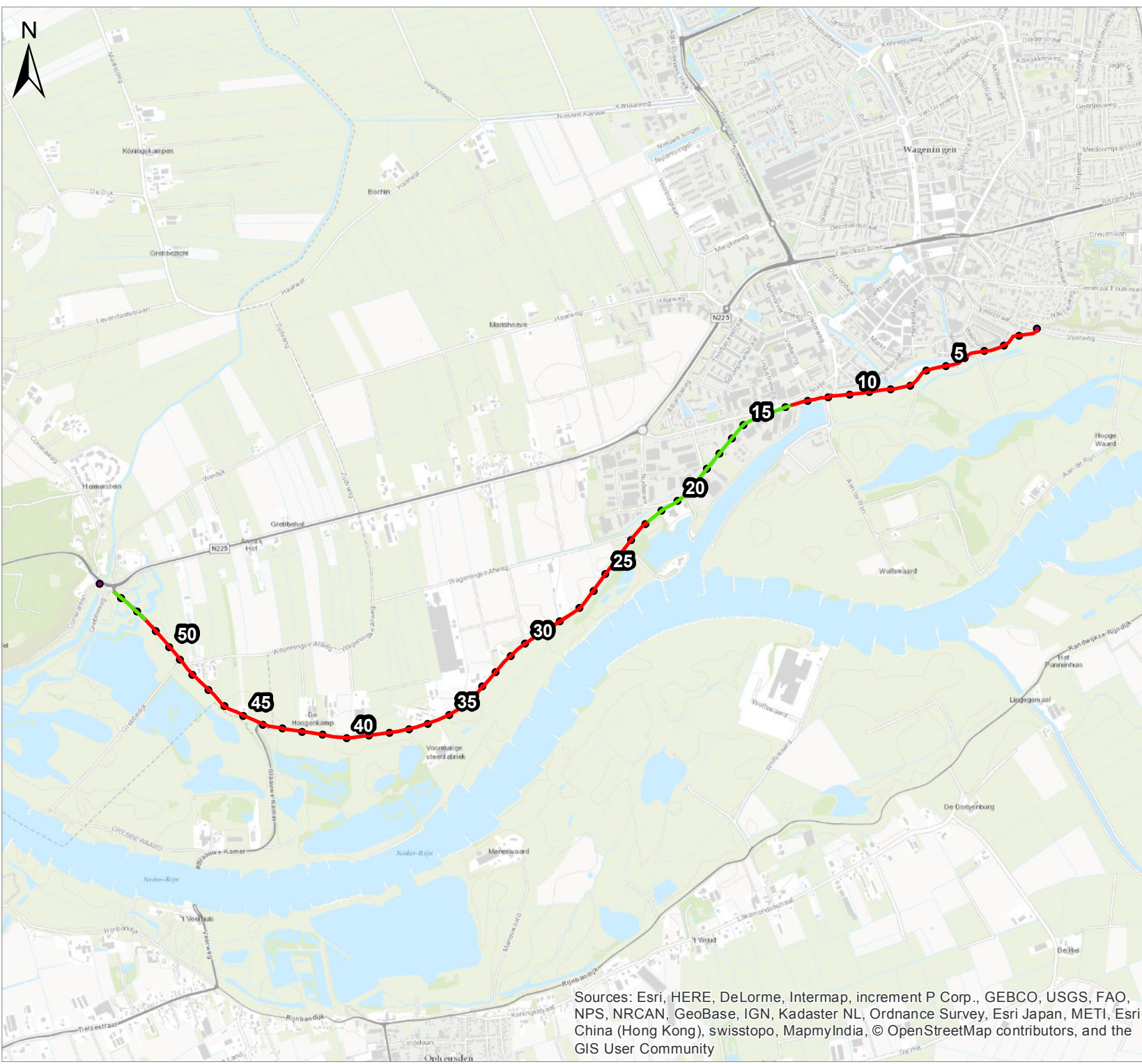
*Gecontroleerd door*  
Peter van der Scheer

*Volgnummer*  
1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community





### Legenda

#### Macrostabiliteit binnenwaarts

- Goed
- Voldoende
- Onvoldoende
- Dijkpalen

*Titel*  
Nadere Veiligheidsanalyse Grebbedijk

*Project*  
Dijkversterking Grebbedijk

*Opdrachtgever*  
Waterschap Vallei & Veluwe

<i>Datum</i>	<i>Schaal</i>
16-3-2017	1:25000

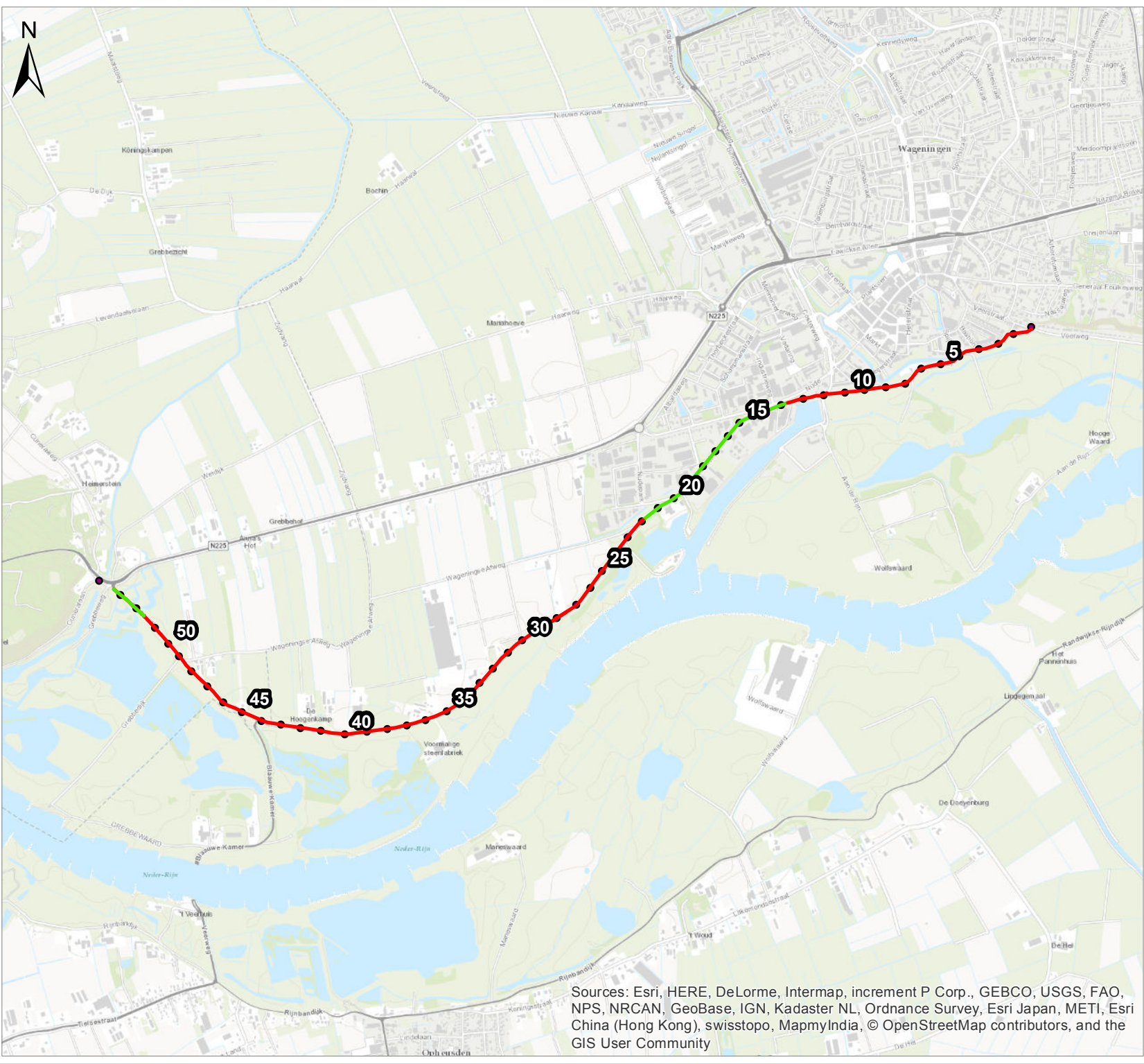
*Figuur*  
Oordeel faalmechanisme  
Macrostabiliteit Binnenwaarts

<i>Gecontroleerd door</i>	<i>Volgnummer</i>
Peter van der Scheer	1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community





### Legenda

#### Macrostabiliteit buitenwaarts

- Goed
- Voldoende
- Onvoldoende
- Dijkpalen

**Titel**  
Nadere Veiligheidsanalyse Grebbedijk

**Project**  
Dijkversterking Grebbedijk

**Opdrachtgever**  
Waterschap Vallei & Veluwe

<b>Datum</b>	<b>Schaal</b>
16-3-2017	1:25000

**Figuur**  
Oordeel faalmechanisme  
Macrostabiliteit Buitenwaarts

<b>Gecontroleerd door</b>	<b>Volgnummer</b>
Peter van der Scheer	1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community





### Legenda

#### Stabiliteit voorland

- Goed
- Voldoende
- Onvoldoende
- Dijkpalen

*Titel*  
 Nadere Veiligheidsanalyse Grebbedijk

*Project*  
 Dijkversterking Grebbedijk

*Opdrachtgever*  
 Waterschap Vallei & Veluwe

<i>Datum</i>	<i>Schaal</i>
16-3-2017	1:25000

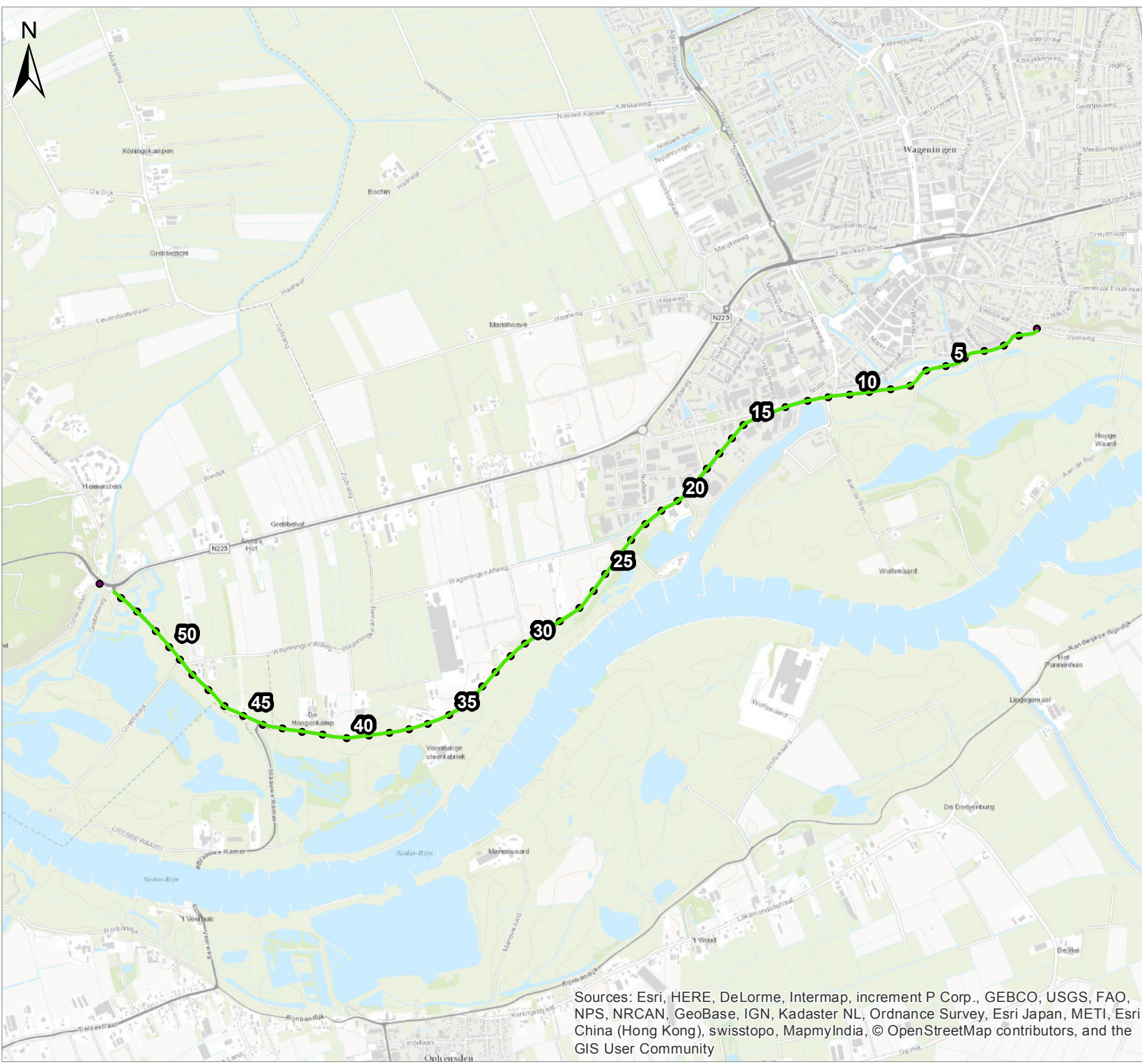
*Figuur*  
 Oordeel faalmechanisme Stabiliteit Voorland

<i>Gecontroleerd door</i>	<i>Volgnummer</i>
Peter van der Scheer	1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community





### Legenda

#### Microstabiliteit

- Goed
- Voldoende
- Onvoldoende
- Dijkpalen

*Titel*  
 Nadere Veiligheidsanalyse Grebbedijk

*Project*  
 Dijkversterking Grebbedijk

*Opdrachtgever*  
 Waterschap Vallei & Veluwe

*Datum*  
 16-3-2017

*Schaal*  
 1:25000

*Figuur*  
 Oordeel faalmechanisme Microstabiliteit

*Gecontroleerd door*  
 Peter van der Scheer

*Volgnummer*  
 1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community





### Legenda

**Bekleding - gras**

- Goed
- Voldoende
- Onvoldoende
- Dijkpalen

*Titel*  
 Nadere Veiligheidsanalyse Grebbedijk

*Project*  
 Dijkversterking Grebbedijk

*Opdrachtgever*  
 Waterschap Vallei & Veluwe

*Datum*  
 16-3-2017

*Schaal*  
 1:25000

*Figuur*  
 Oordeel faalmechanisme Bekleding - gras

*Gecontroleerd door*  
 Peter van der Scheer

*Volgnummer*  
 1



Sources: Esri, HERE, DeLorme, Intermap, increment P Corp., GEBCO, USGS, FAO, NPS, NRCAN, GeoBase, IGN, Kadaster NL, Ordnance Survey, Esri Japan, METI, Esri China (Hong Kong), swisstopo, MapmyIndia, © OpenStreetMap contributors, and the GIS User Community





With its headquarters in Amersfoort, The Netherlands, Royal HaskoningDHV is an independent, international project management, engineering and consultancy service provider. Ranking globally in the top 10 of independently owned, nonlisted companies and top 40 overall, the Company's 6,500 staff provide services across the world from more than 100 offices in over 35 countries.

### **Our connections**

Innovation is a collaborative process, which is why Royal HaskoningDHV works in association with clients, project partners, universities, government agencies, NGOs and many other organisations to develop and introduce new ways of living and working to enhance society together, now and in the future.

### **Memberships**

Royal HaskoningDHV is a member of the recognised engineering and environmental bodies in those countries where it has a permanent office base.

All Royal HaskoningDHV consultants, architects and engineers are members of their individual branch organisations in their various countries.