

Opdrachtgever

Waterschap Vallei en Veluwe

Technisch ontwerp zeef 1 verkenning

Grebbedijk



Docnr: 17M3041-R-007-V01
Revisie: Versie 1
Datum: 22 juni 2018

LievenseCSO Infra B.V.

CORRESPONDENTIEADRES
Postbus 2
3980 CA Bunnik

BEZOEKADRES
Regulierenring 6
3980 LB Bunnik

TELEFOON
+31 (0)88 91 020 00

E-MAIL
info@LievenseCSO.com

INTERNET
LievenseCSO.com



Autorisatie

Docnr: 17M3041-R-007-V01	Datum: 22-6-2018
Opgesteld: ir. M. Hop	Paraaf
Geverifieerd: ir. B. Rijneveld	Paraaf
Vrijgegeven: ir. B. Rijneveld	Paraaf

Documenthistorie

Rev.	Datum	Opmerking/reden wijziging
01	22-06-2018	



Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Projectbeschrijving	1
1.2	Aanleiding en doelstelling	2
1.3	Gebruikte informatie	2
2	Hoogte	4
2.1	Veiligheidsopgave.....	4
2.2	Versterkingsoplossingen.....	7
2.3	Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden	10
3	Bekleding kruin en binnentalud	11
3.1	Veiligheidsopgave.....	11
3.2	Versterkingsoplossingen.....	11
3.3	Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden	12
4	Bekleding buitentalud	13
4.1	Veiligheidsopgave.....	13
4.2	Versterkingsoplossingen, optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden.....	14
5	Opbarsten en piping	15
5.1	Veiligheidsopgave.....	15
5.2	Versterkingsoplossingen.....	18
5.3	Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden	19
6	Macrostabieliteit buitenwaarts	20
6.1	Veiligheidsopgave.....	20
6.2	Versterkingsoplossingen.....	20
6.3	Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden	21
7	Macrostabieliteit binnenwaarts	23
7.1	Veiligheidsopgave.....	23
7.2	Versterkingsoplossingen.....	24
7.3	Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden	25

Bijlagen

- Bijlage 1 : Opdrukken bekleding
- Bijlage 2 : Bepaling schematiseringsfactoren piping, opbarsten en heave
- Bijlage 3 : Berekeningsresultaten piping, opbarsten en heave
- Bijlage 4 : Bepaling schematiseringfactoren macrostabieliteit binnen en buitenwaarts
- Bijlage 5 : Beschouwde varianten en overzicht berekeningsresultaten macrostabieliteit
- Bijlage 6 : Grafisch resultaat macrostabieliteit buitenwaarts

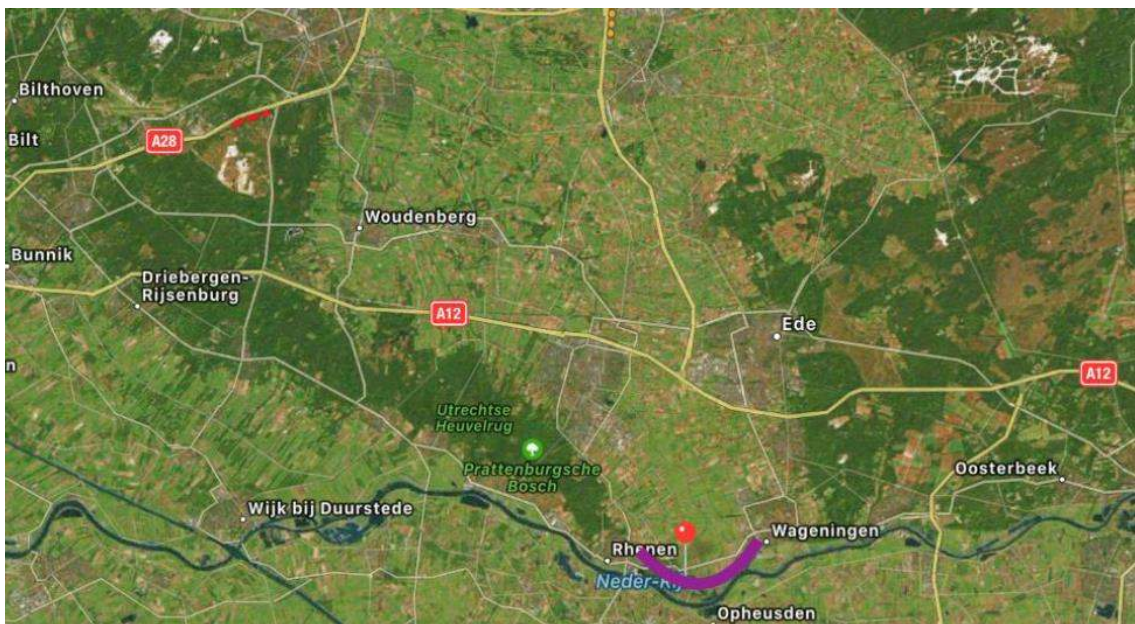


- Bijlage 7 : Grafisch resultaat macrostabiliteit binnenwaarts
- Bijlage 8 : Gevoeligheidsanalyse sterkte opbarstzone

1 Inleiding

1.1 Projectbeschrijving

De Grebbedijk maakt onderdeel uit van dijkkring 45 – Gelderse Vallei en beschermt de Gelderse Vallei tegen hoogwater vanuit de Nederrijn. De dijk loopt van de hoge gronden bij Wageningen (Veluwe) naar de hoge gronden bij Rhenen (Utrechtse Heuvelrug) en vormt in zijn geheel het normtraject 45-1. De Grebbedijk is 5,4 kilometer lang, zie Figuur 1-1.



Figuur 1-1: Locatie Grebbedijk [WSVV 2017a]

De Grebbedijk is door het waterschap Vallei en Veluwe in de Eerste Veiligheidsbeoordeling als onvoldoende beoordeeld. De veiligheidsrapportage van de Grebbedijk concludeert op basis van het WBI2017 (wettelijk beoordelingsinstrumentarium 2017) dat het veiligheidsoordeel van de Grebbedijk (normtraject 45-1) voor de eerste beoordelingsronde ‘categorie D’ is: ‘de overstromingskans van het normtraject is veel groter dan de signaleringswaarde en de maximaal toelaatbare kans’. Het Rijk heeft dit oordeel overgenomen.

De Grebbedijk staat met hoge prioriteit op het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) 2017-2022 om te zorgen dat de dijk gaat voldoen aan de geldende veiligheidsnorm. Het HWBP is een programma van rijk en waterschappen en onderdeel van het Deltaprogramma. Het valt onder het uitvoeringsprogramma, het Deltaplan Waterveiligheid. De scope van het project, inclusief de opgaven voor Natura 2000 en NURG en de overige ambities is voor de verkenningsfase daarom de hele lengte van de Grebbedijk.



1.2 Aanleiding en doelstelling

Voorafgaand aan de verkenning Grebbedijk heeft RoyalHaskoningDHV een nadere veiligheidsanalyse (NVA) opgesteld [RHDHV 2017]. Hierin is de veiligheidsopgave voor de verkenningsfase inzichtelijk gemaakt. Deze is voor de Grebbedijk aanzienlijk en omvat voor vrijwel het hele traject tussen dp 0 en 13 en tussen dp 22 en 54 een opgave voor de mechanismen overloop en overslag, opbarsten en piping, macrostabiliteit binnenwaarts, macrostabiliteit buitenwaarts en de grasbekleding.

Op basis van de NVA [RHDHV 2017] is bekend dat er een veiligheidsopgave is, maar is de omvang van de versterkingsopgave nog niet stabiel in kaart gebracht. Daarom is parallel aan het zoeken naar dijkversterkingsoplossingen nader geotechnisch, geofysisch, geohydrologisch en geodetisch onderzoek uitgevoerd om de veiligheidsopgave te stabiliseren en de bandbreedte in de versterkingsomvang te verkleinen. Doel van dit rapport is het vaststellen van de versterkingsopgave en het vaststellen van de dimensies van de versterkingsoplossingen voor zeef 1 van de verkenningsfase. De ontwerpen hebben het niveau van een SO (schetsontwerp). In dit rapport worden de dimensies per faalmechanismen bepaald. Deze dienen uiteindelijk geïntegreerd te worden tot totaaloplossingen. Deze stap is geen onderdeel van dit rapport, maar moet in afstemming met o.a. het ruimtelijk kader en beheereisen worden vastgesteld.

1.3 Gebruikte informatie

Voor dit document is gebruik gemaakt van de volgende informatie:

- [DELTA 2018] Invloed stroming op ontwerprandvoorwaarden Grebbedijk, Deltares memo 11202626-000-HYE-0001, juni 2018
- [KPR 2018] KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, versie 2, Kennisplatform Risicobenadering, 08-03-2018
- [LCF 2018a] Geotechnisch onderzoek Verkenning Grebbedijk, LievenseCSO Fugro, 17M3041-R-004-V01, 18 juni 2018
- [LCF 2018b] Karakterisering Grebbedijk, LievenseCSO-Fugro, 17M3041-R-006-V01, 20 juni 2018
- [LCF 2018c] Uitgangspuntendocument zeef 1 Verkenning Grebbedijk, LievenseCSO-Fugro, 17M3031-R-005-V02_Uitgangspunten, 22 juni 2018
- [LCF 2018d] Gevoeligheidsanalyse veiligheidsopgave en indicatie versterkingsomvang verkenning Grebbedijk, LievenseCSO-Fugro, 17M3031-R-001-V02_Gevoeligheidsanalyse, 23 december 2017
- [OI2014v4] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen OI2014v4, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017
- [RHDHV 2017] Dijkversterking Grebbedijk - Nadere veiligheidsanalyse, rapport RHDHV WATBE8333R002F006, versie 006, 13 april 2017



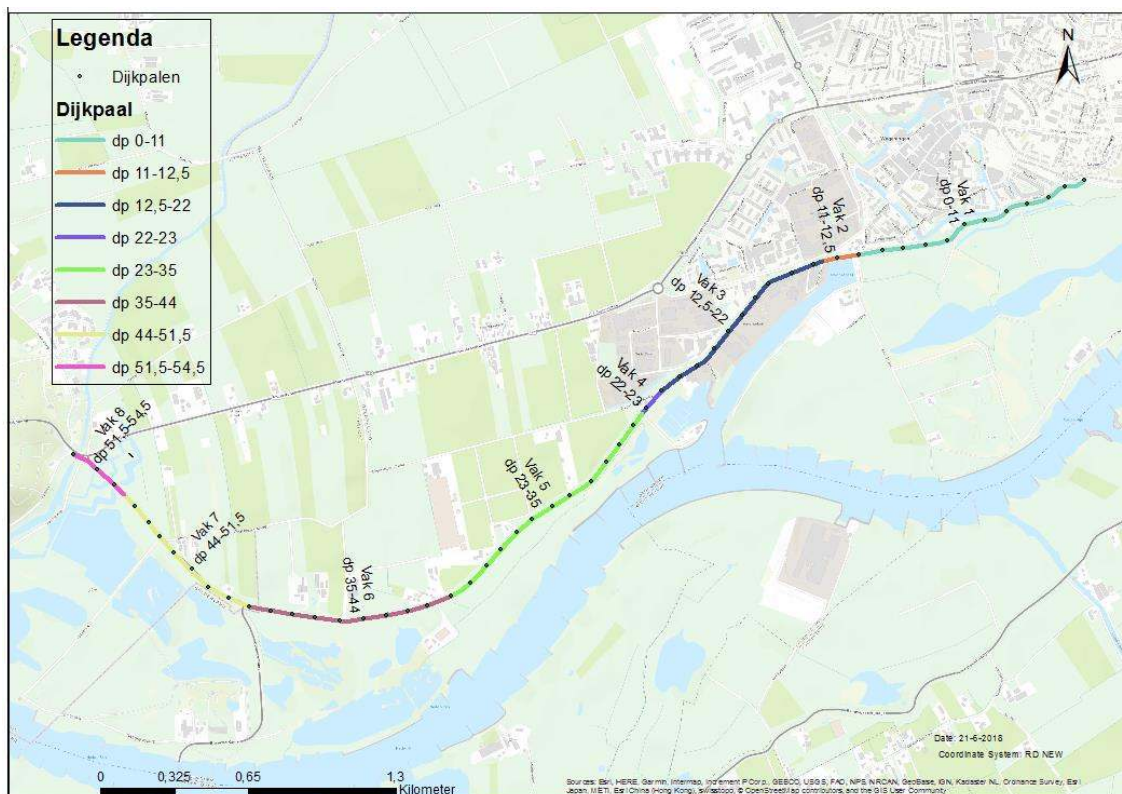
- [SHG 2016] Schematiseringshandleiding grasbekleding – WBI2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, d.d. 1 december 2016
- [SHM 2016] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit – WBI2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, d.d. 1 december 2016
- [SHMi 2016] Schematiseringshandleiding microstabiliteit – WBI2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, d.d. 1 december 2016
- [SHH 2016] Schematiseringshandleiding hoogte – WBI2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, d.d. 1 december 2016
- [SHHPK 2016] Schematiseringshandleiding piping bij kunstwerken – WBI2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, d.d. 2 januari 2017
- [BEMR 2007] definitieve rapportage damwanden bouwputten Rustenburg (002), BEMOG projectontwikkelaar B.V. , 31 mei 2007 verkregen van het Waterschap Vallei en Veluwe

2 Hoogte

2.1 Veiligheidsopgave

De hoogteopgave voor de Grebbedijk is afhankelijk van de hydraulische randvoorwaarden, het kritieke overslagdebiet van de bekleding, geometrie en opbouw van het dijklichaam, autonome bodemdaling en zettingen van het dijklichaam door ophoging. In dit hoofdstuk wordt de hoogteopgave bepaald voor verschillende kritieke overslagdebieten. **In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op de dimensionering van de kruin en het binnentalud om weerstand te kunnen bieden aan deze kritieke overslagdebieten.**

Conform [LCF 2018c] zijn in deze fase van het project de zettingen niet expliciet meegenomen. De hydraulische randvoorwaarden en autonome bodemdaling zijn vastgelegd in [LCF 2018c]. Hierin is de Grebbedijk in 8 dijkvakken verdeeld, zoals weergegeven in figuur 2-1. Voor deze acht locaties is het hydraulisch belasting niveau (HBN) bepaald voor zichtjaar 2075 voor grondconstructies en zichtjaar 2125 voor constructies.

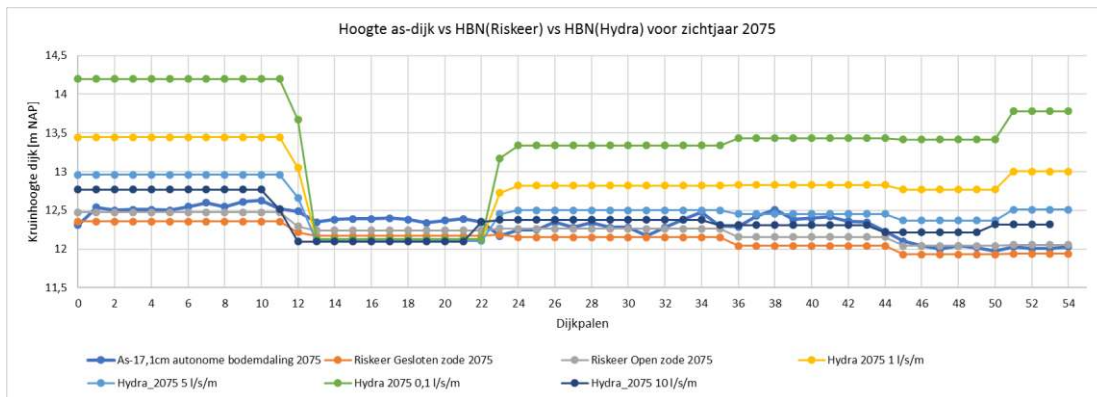


Figuur 2-1 Dijkvak indeling op basis van geometrie en oriënterende waterstand en golf berekeningen

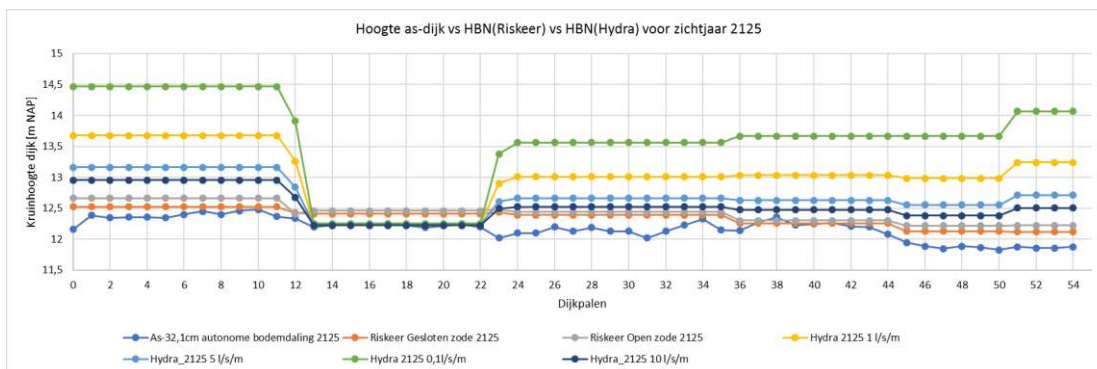
Voor het bepalen van het HBN is in eerste instantie uitgegaan van het huidig profiel van het dijklichaam.



Het HBN is bepaald voor ‘deterministische’ kritieke overslagdebieten van 0,1, 1, 5 en 10 l/s/m. Daarnaast is het HBN met behulp van Riskeer probabilistisch bepaald voor een open en gesloten graszode. Voor meer achtergronden met betrekking de HBN berekeningen wordt verwezen naar [LCF2018c]. Voor de autonome bodemdaling is een daling van 15cm/50 jaar en 30cm/100 jaar aangehouden conform [LCF 2018c]. Voor de huidige kruinhoogte zijn de resultaten van de geodetische metingen uit [LCF 2018a] voor de as-van de dijk gebruikt conform [LCF 2018c]. De resultaten voor zichtjaar 2075 zijn weergegeven in figuur 2-2. Voor zichtjaar 2125 zijn de resultaten weergegeven in figuur 2-3.



Figuur 2-2 HBN-hoogte zichtjaar 2075 t.o.v. huidige kruinhoogte inclusief autonome bodemdaling voor verschillende overslagdebieten



Figuur 2-3 HBN-hoogte zichtjaar 2125 t.o.v. huidige kruinhoogte inclusief autonome bodemdaling voor verschillende overslagdebieten

Tussen dijkpaal 13 en 22 bevindt zich het bedrijfsterrein ‘Nude’ hier ligt het voorland op ca. NAP+11,5m. Door dit hoge voorland worden de golven gebroken en wordt het HBN gereduceerd.

De resultaten in figuur 2-2 laten zien dat bij een hoger toelaatbaar overslagdebiet de hoogteopgave wordt verkleint. Indien er wordt gekozen voor **open of gesloten** zode verdwijnt



de hoogteopgaaf grotendeels. Voor zichtjaar 2125 weergegeven in figuur 2-3 blijft er een kleine hoogteopgaaf over indien er wordt gekozen voor open of gesloten zode.

In tabel 2-1 is de maximale hoogteopgaaf per dijkvak weergegeven voor zichtjaar 2075 voor verschillende overslaggebieden, hiervoor is het maximale verschil tussen kruin (inclusief autonome bodemdaling) en het HBN genomen. In tabel 2-2 is hetzelfde gedaan voor zichtjaar 2125.

Tabel 2-1 Hoogteopgave zichtjaar 2075 voor verschillende dijkvakken bij verschillende overslaggebieden

Kritiek overslag-debiet/ dijkvak	Hoogteopgaaf zichtjaar 2075						
	Dp 0 Ca. 100m [m]	DP1-11 Ca. 1000m [m]	Dp11-13 Ca. 100m [m]	DP13- 23 Ca. 1000m [m]	DP23- 44 Ca. 2200m [m]	DP44- 51 Ca. 700m [m]	DP51- 54 Ca. 300m [m]
Q=0,1 l/s/m	1,9	1,7	1,2	-0,2	1,2	1,4	1,8
Q=1 l/s/m	1,2	0,9	0,6	-0,2	0,7	0,8	1,0
Q=5 l/s/m	0,7	0,5	0,2	-0,2	0,2	0,4	0,5
Q=10 l/s/m	0,5	0,3	0,0	-0,2	0,2	0,2	0,3
Open ¹⁾	0,2	0,0	-0,2	-0,1	0,1	0,0	0,0
Gesloten ²⁾	0,1	-0,1	-0,3	-0,2	0,0	-0,1	-0,1

Noot: een negatieve hoogteopgave betekent dat er geen opgave is.

¹⁾ Het kritieke overslagdebiet met de grootste kansdichtheid bedraagt voor een open zode ca. 20l/s/m.

²⁾ Het kritieke overslagdebiet met de grootste kansdichtheid bedraagt voor een gesloten zode ca. 50l/s/m.

Tabel 2-2 Hoogteopgaaf zichtjaar 2125 voor verschillende dijkvakken bij verschillende overslaggebieden

Kritiek overslag-debiet/ dijkvak	Hoogteopgaaf zichtjaar 2125						
	Dp 0 Ca. 100m [m]	DP1-11 Ca. 1000m [m]	Dp11-13 Ca. 100m [m]	DP13- 23 Ca. 1000m [m]	DP23- 44 Ca. 2200m [m]	DP44- 51 Ca. 700m [m]	DP51- 54 Ca. 300m [m]
Q=0,1 l/s/m	2,3	2,1	1,6	0,1	1,5	1,8	2,2
Q=1 l/s/m	1,5	1,3	0,9	0,1	1,0	1,2	1,4
Q=5 l/s/m	1,0	0,8	0,5	0,0	0,6	0,7	0,9
Q=10 l/s/m	0,8	0,6	0,3	0,0	0,5	0,6	0,6
Open ¹⁾	0,5	0,3	0,1	0,3	0,5	0,4	0,4
Gesloten ²⁾	0,4	0,2	0,1	0,2	0,4	0,3	0,3

Noot: een negatieve hoogteopgave betekent dat er geen opgave is.



- 1) Het kritieke overslagdebiet met de grootste kansdichtheid bedraagt voor een open zode ca. 20l/s/m.
2) Het kritieke overslagdebiet met de grootste kansdichtheid bedraagt voor een gesloten zode ca. 50l/s/m.

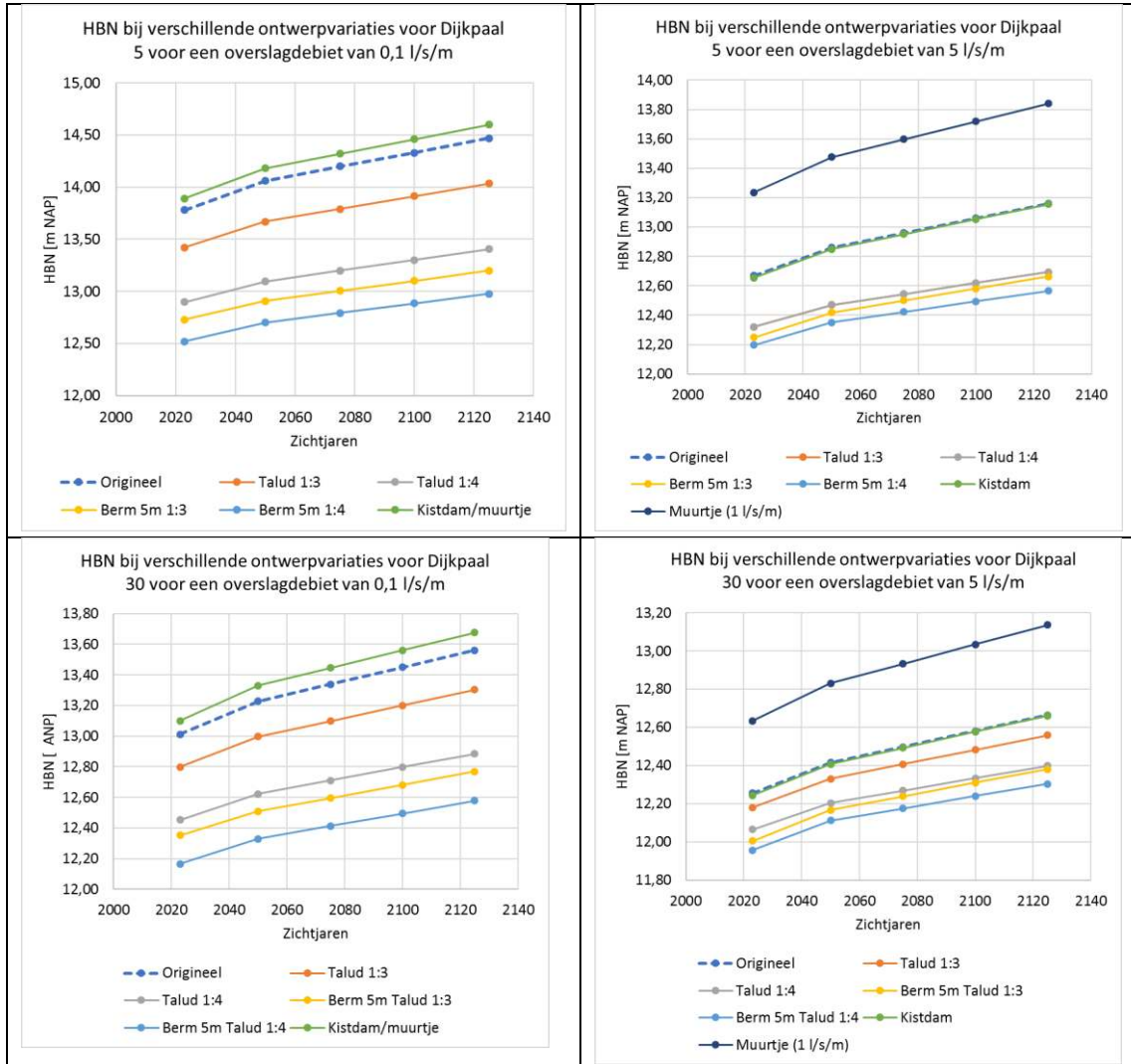
Uit tabel 2-1 en tabel 2-2 blijkt dat er voor het zichtjaar 2075 en een open zode nauwelijks een hoogteopgave is. Hierbij is echter alleen de sterkte van de grasbekleding beschouwd. Uit [LCF 2018c] blijkt dat het waterbezwaar bij deze variant echter onacceptabel is en dat een overslagdebiet van maximaal 5 l/s/m acceptabel is. Derhalve is er in de huidige situatie op alle locaties, behalve dp13-23, een hoogteopgave.

2.2 Versterkingsoplossingen

Onderzocht is hoeveel ophoging van de kruin nodig is bij verschillende geometrische aanpassingen van de dijk. Om het effect van verschillende maatregelen op de benodigde kruinhoogte inzichtelijk te maken zijn er bij dijkpaal 5 en dijkpaal 30 HBN berekeningen gemaakt waarbij het bestaande talud is aangepast. Er zijn vijf profiel variaties doorgerekend bij een overslagdebiet van 0,1 en 5 l/s/m:

- Buitentalud 1v:3h
- Buitentalud 1v:4h
- Buitentalud 1v:3h met berm van 5 m breed op NAP +11,60m
- Buitentalud 1v:4h met berm van 5 m breed op NAP +11,60m
- Muurtje op de dijk
- Kistdam

De resultaten zijn weergegeven in figuur 2-4, waarbij aan de linkerkant de resultaten met een overslagdebiet van 0,1 l/s/m zijn gepresenteerd. Aan de rechterkant zijn de resultaten voor een overslagdebiet van 5 l/s/m weergegeven. In de grafieken is ook het HBN voor de huidige 'originele' situatie aangegeven.



Figuur 2-4 HBN bepaald bij overslagdebiet van 0,1 of 5 l/s/m bij verschillende ontwerpvarianten

De resultaten weergegeven in figuur 2-4 laten duidelijk zien dat afgezien van het muurtje een reductie optreedt in het HBN. De verschillen tussen het HBN behorende bij het huidige/originele profiel en de ontwerpvarianten zijn weergegeven in tabel 2-3.

Tabel 2-3 Verschil tussen HBN huidig/origineel en ontwerpvarianten.

Dijkpaal	Debiet [l/s/m]	Talud 1:3 [m]	Talud 1:4 [m]	Berm 5m Talud 1:3 [m]	Berm 5m Talud 1:4 [m]	Muurtje [m]	Kistdam [m]
5	0,1	0,4	1,0	1,2	1,4	-0,1	-0,1
5	5	0,2	0,4	0,5	0,5	0,15 ¹⁾	0,0
30	0,1	0,3	0,6	0,7	0,9	-0,1	-0,1
30	5	0,1	0,2	0,3	0,2	0,11 ¹⁾	0,0

¹⁾ Resultaten weergegeven bij Q=1,0 l/s/m conform [LCF 2018c]



Op basis van de hoogteopgaaf zoals gespecificeerd in tabel 2-1 worden de gemiddelde reducties zoals weergegeven in tabel 2-3 verwerkt in een hoogteopgave. De resultaten van dijkpaal 5 worden representatief geacht voor dp0-11 en dp 51-54. De resultaten van dijkpaal 30 worden representatief geacht voor dp 11-13 en dp 23-51. Voor dp 13-23 wordt geen aanpassing gedaan aan de hoogteopgaaf omdat op dat traject geen hoogteopgave aanwezig is. De hoogteopgaaf voor de verschillende varianten is weergegeven in Tabel 2-4 voor een overslagdebiet van 0,1 l/s/m en in Tabel 2-5 voor een overslagdebiet van 5 l/s/m voor zichtjaar 2075.

Tabel 2-4 Hoogteopgaaf bij ontwerpvariatie met overslagdebiet van 0,1 l/s/m

Overslag-debiet/ dijkvak	Hoogteopgaaf zichtjaar 2075 bij Q=0,1 l/s/m						
	Dp 0 Ca. 100m [m]	DP1-11 Ca. 1000m [m]	Dp11-13 Ca. 100m [m]	DP13- 23 Ca. 1000m [m]	DP23- 44 Ca. 2200m [m]	DP44- 51 Ca. 700m [m]	DP51- 54 Ca. 300m [m]
Q=0,1 (origineel profiel)	1,9	1,7	1,2	-0,2	1,2	1,4	1,8
Talud 1v:3h	1,5	1,3	1,0	-	1,0	1,2	1,4
Talud 1v:4h	0,9	0,7	0,6	-	0,6	0,8	0,8
Berm 5m ¹⁾ talud 1v:3h	0,7	0,5	0,5	-	0,5	0,7	0,6
Berm 5m ¹⁾ talud 1v:4h	0,5	0,3	0,3	-	0,3	0,5	0,4
Kistdam/muurtje	2,0	1,8	1,3	-	1,3	1,5	1,9

¹⁾ Berm op niveau NAP +11,6m

Tabel 2-5 Hoogteopgaaf bij ontwerpvariatie met overslagdebiet van 5 l/s/m

Overslag-debiet/ dijkvak	Hoogteopgaaf zichtjaar 2075 bij Q=5 l/s/m						
	Dp 0 Ca. 100m [m]	DP1-11 Ca. 1000m [m]	Dp11-13 Ca. 100m [m]	DP13- 23 Ca. 1000m [m]	DP23- 44 Ca. 2200m [m]	DP44- 51 Ca. 700m [m]	DP51- 54 Ca. 300m [m]
Q=5 (origineel profiel)	0,7	0,5	0,2	-0,2	0,2	0,4	0,5
Talud 1:3	0,5	0,3	0,1	-	0,1	0,3	0,3
Talud 1:4	0,3	0,1	0,0	-	-0,03	0,2	0,1
Berm 5m ¹⁾ talud 1:3	0,3	0,1	0,0	-	-0,06	0,1	0,1
Berm 5m ¹⁾ talud 1:4	0,2	0,0	0,0	-	0,0	0,1	0,0
Kistdam	0,7	0,5	0,2	-	0,2	0,4	0,5
Muurtje ²⁾	1,3	1,1	0,7	-	0,6	0,9	1,2

¹⁾ Berm op niveau NAP +11,6m

²⁾ Resultaten weergegeven van Q=1,0 l/s/m conform [LCF 2018c]



Uit de resultaten weergegeven in tabel 2-4 en tabel 2-5 blijkt dat een taludverflauwing naar 1v:4h of een berm op ca. NAP +11,6m tot een aanzienlijke reductie van de hoogteopgave leidt. Het effect van een combinatie van beide is lager dan de som van beide effecten.

2.3 Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden

Sinds de gevoeligheidsanalyse [LCF 2018d] zijn een belangrijk aantal onzekerheden verkleind. Een overzicht van de resterende optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden en hun effect zijn:

- Door rivierverruiming kan de ontwerpwaterstand verlaagd worden. Uit [WSVV 2017b] blijkt dat door maatregelen in het plangebied een verlaging in de orde van ca. 0-10cm kan worden bereikt.
- De HBN's zijn onder andere doormiddel van probabilistische berekeningen bepaald. Hieruit blijkt dat er weliswaar een kleinere hoogteopgave is ten gevolge van een hogere in rekening te brengen sterkte van de grasbekleding, maar dat het waterbezwaar dermate veel toeneemt dat toch moet worden vastgehouden aan een overslagdebiet van 5l/s/m [LCF 2018c]. Er kan worden gecontroleerd of de gemaal/afvoercapaciteit wellicht dermate groot is (of vergroot kan worden) dat een hoger overslagdebiet kan worden geaccepteerd.
- Bij het bepalen van de HBN's kan rekening worden gehouden met langsstroming en voorland. Het effect hiervan lijkt (lokale effecten buiten beschouwing gelaten) beperkt te zijn tot 0-20cm [DELTA 2018].
- Er is een beleidskeuze gemaakt ten aanzien van de betrekking tot de begrenzing van het debiet van de Nederrijn. De gemaakte keuze komt overeen met scenario 2 uit [RHDHV 2017] en heeft geleid tot een ca. 0,15m grotere hoogteopgave ten opzichte van scenario 1
- De versterkingsoplossingen zijn nu berekend voor 2 doorsneden. Dit geeft een representatief beeld van de benodigde versterking, maar doorrekenen van de daadwerkelijke profielen kan nog tot wijzigingen in de orde van 0-10cm leiden.
- Er is optimalisatie van het niveau en de breedte van de berm mogelijk, dit kan mogelijk nog tot wijzigingen in de orde van 0-10 cm leiden.

Er is vooralsnog uitgegaan van een grasbekleding, asphalt- of steenbekleding. Door een keuze voor een alternatief bekledingstypen (bijv. structuurmat) kan de hoogteopgave mogelijk gereduceerd worden.



3 Bekleding kruin en binnentalud

3.1 Veiligheidsopgave

De bekleding op de kruin en het binnentalud beschermen het dijklichaam tegen erosie door overslag. Bij een hoger overslagdebiet zal er een sterkere bekleding nodig zijn. In het vorige hoofdstuk zijn versterkingsoplossingen weergegeven voor kritieke overslaggebieden van 0,1 l/s/m en 5 l/s/m. Hierbij geldt dat een overslagdebiet van 5 l/s/m als maximaal wordt gezien vanwege waterbezwaar in het achterland. In dit hoofdstuk wordt voor beide overslaggebieden ingegaan op de dimensionering van de bekleding van de kruin en het binnentalud..

Op dit moment is de kwaliteit van de zode sterk variabel langs het traject, variërend van fragmentarisch tot gesloten. Bij een fragmentarische grasmat wordt ervan uitgegaan dat het overslagdebiet niet groter mag zijn dan 0,1 l/s/m. Bij een gesloten zode is een overslagdebiet tot 10 l/s/m acceptabel. In de beoordeling is in de NVA [RHDHV 2018] uitgegaan van de aanwezigheid van een open zode (streefbeeld). Op basis van de probabilistisch berekende HBN in hoofdstuk 2 kan geconcludeerd worden dat deze zode voldoende erosiebestendig is.

Uit de tekeningen van de vorige dijkversterking [LCF 2018b] blijkt dat er een zandscheg is aangebracht in het dijklichaam, welke is afgedekt met een bekledingslaag van ca. 0,6m. Uitgaande van een verval van 2m over de bekleding (freatische lijn op ca. NAP +10m en maaiveldniveau op NAP +8m) wordt er ruimschoots niet voldaan aan de eisen ten aanzien van het opdrukken van de bekleding, zie Bijlage 1.

Hieruit wordt geconcludeerd dat de bekleding in de huidige situatie niet voldoet.

3.2 Versterkingsoplossingen

Voor de bekleding van de kruin en het binnentalud zijn verschillende oplossingen mogelijk, welke zijn weergegeven in Tabel 3-1.

Tabel 3-1 Versterkingsoplossingen bekleding kruin en binnentalud

#	Kritiek overslagdebiet	Toplaag	Taludhelling binnentalud ¹⁾	Onderlaag	Kern
A	5 l/s/m	Open graszode met leeflaag 0,25m	1v:4h	Cat. 2 klei, 0,8m dik	Klei (huidig)
B	5 l/s/m	Open graszode met leeflaag 0,25m	1v:3h	Cat. 2 klei, 0,8m dik	Zand met drainage



C	5 l/s/m	Harde bekleding	Huidig	n.t.b.	Klei (huidig)
D	0,1 l/s/m	Geen eis	Huidig	Geen eis	Klei (huidig)

¹⁾ In verband met andere mechanismen, zoals macrostabiliteit kan een flauwere taludhelling benodigd zijn.

Ad A) Voor de toplaag is een open zode benodigd. In verband met afschuiven binnenbekleding bij overslag (Edelman Joustra) is een 1v:3h talud met stevige klei (cat. 1) benodigd of een 1v:4h talud met een schrale klei (cat. 2) benodigd conform de eenvoudige toets. Om een open graszode te kunnen realiseren is vanuit beheer een Cat. 2 klei benodigd. Derhalve is een talud 1v:4h benodigd.

Ad B) Voor de toplaag is een open zode benodigd. Vanuit beheer is een talud 1v:3h benodigd. In verband met de stabiliteit van de bekledingslaag is een gegarandeerd werkende drainage in een zandkern benodigd.

Ad C) Voor de toplaag kan een harde bekleding worden toegepast. Deze kan eventueel worden afgedekt met een (verloren) leeflaag.

Ad D) Bij een overslagdebiet van 0,1 l/s/m zijn er geen eisen aan de bekleding.

3.3 Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden

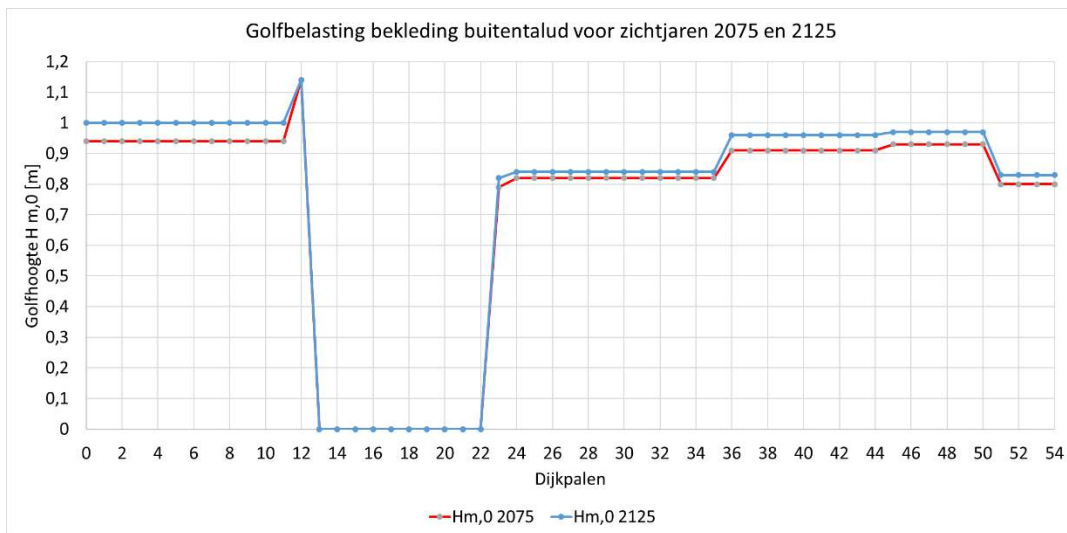
De beoordeling en het ontwerp ten aanzien van de stabiliteit van de bekleding bij overslag is niet uitgekristalliseerd. Dit heeft onder andere betrekking op de te hanteren sterkteparameters. Er is namelijk geen eenduidige methode om deze vast te stellen voor deze mechanismen. Op advies van de helpdesk water is vooralsnog uit gegaan van de regels uit de eenvoudige beoordeling. Dit wordt voor de verkenningsfase passend geacht.

Er wordt nu van uit gegaan dat de bekleding over het volledige binnentalud en eventuele berm moet doorlopen om doorgaande erosie te voorkomen. Dit is wellicht/waarschijnlijk nog te optimaliseren door de afname van de stroomsnelheid langs de berm te bepalen.

4 Bekleding buitentalud

4.1 Veiligheidsopgave

De golfbelasting op de bekleding van het buitentalud is bepaald voor 8 locaties welke zijn weergegeven in figuur 2-1. De golfhoogte is langs het dijklichaam uitgezet en weergegeven in figuur 4-1 [LCF 2018c].



Figuur 4-1 Golfbelasting bekleding buitentalud voor zichtjaren 2075 en 2125

De significante golfhoogte bedraagt ca. 0,8-1,0m en de piekperiode bedraagt ca. 3,4-3,6s. Ter plaatse van dijkpaal 12 (Rijnhaven) bedraagt de significante golfhoogte $H_s = 1,15\text{m}$. Dit wordt veroorzaakt door de grotere strijklengte op deze locatie. Tussen dijkpaal 13 en 22 is de golfhoogte op het dijklichaam verwaarloosbaar. Op deze locatie is een hoog voorland (>NAP +11m) aanwezig waardoor de golven al gebroken zijn voordat deze bij het dijklichaam arriveren. Dit voorland is ca. 135 m breed en biedt voldoende bescherming tegen erosie.

Met de Basis Module Gras Buitentalud is met het standtijd model bepaald dat een open zode op 0,5m klei gedurende 12 uur een significante golfhoogte van $H_s = 0,68\text{m}$ kan weerstaan. Voor een gesloten zode op 0,5m klei is dit $H_s = 0,91\text{m}$. Een dikkere kleilaag heeft in het model geen aanvullend effect op de weerstand van de grasbekleding.

De huidige grasbekleding op het buitentalud bestaat uit een open zode met klei onderlaag en kan daarmee conform het standtijdmodel voor de stormduur van 12 uur een golfhoogte tot 0,68m weerstaan. Dit houdt in dat de huidige bekleding niet voldoet.



4.2 Versterkingsoplossingen, optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden

Op basis van de berekende golfhoogtes en opneembare golfhoogtes berekend met het standtijdmodel uit de BM Gras Buitentalud kan met een open zode niet voldaan worden aan de eisen. Een gesloten zode voldoet op een aantal trajecten wel, maar is vanuit het beheer niet te garanderen [LCF 2018c]. Derhalve zou een harde bekleding toegepast moeten worden. Uit zeef 0 blijkt namelijk dat een golfremmende maatregel in het voorland niet kansrijk is.

Mogelijke alternatieven zijn het reduceren van de golfbelasting door het meenemen van het aanwezige voorland en langsstroming, alhoewel de winst hieruit vooralsnog vooral lokaal lijkt te zijn [DELTA 2018]. Daarnaast kan de reststerkte van de onderlagen in rekening worden gebracht. Deze laatste oplossing zou er toe kunnen leiden dat een 'erosiebuffer' of dikkere bekledingslaag benodigd is.



5 Opbarsten en piping

5.1 Veiligheidsopgave

Het dijktraject is opgedeeld in 18 dijkvakken, zie tabel 5-1. In de berekeningen is uitgegaan van de intredepunten, uittredepunten en grondparameters conform [LCF 2018b] en [LCF 2018c]. De schematiseringsfactor is bepaald conform [OI2014v4] en bedraagt 1,05 voor piping (sellmeijer), heave en opbarsten. Deze relatief lage schematiseringsfactor is het resultaat van een combinatie van een relatief conservatieve basisschematisatie in combinatie met een relatief omvangrijk beschikbaar grondonderzoek. De berekening van de schematiseringsfactor is toegevoegd in Bijlage 2. Voor locaties waar een damwand aanwezig is, is gerekend met het model van Lane conform [OI2014v4].

Voor het (deel)faalmechanisme opbarsten is uitgegaan van een stijghoogte ter plaatse van de binnenteen van NAP+10,5m [LCF 2018c]. De bepaling van de veiligheidsopgave voor opbarsten is weergegeven in tabel 5-1, de berekeningen staan in Bijlage 3.

Tabel 5-1: Veiligheidsopgave opbarsten

Dijkvak	Veiligheidsfactor opbarsten (eis = 1,64)	Aanwezige deklaag dikte	Tekort deklaag dikte
	[-]	[m]	[m]
DP 0-1,5	0,62	0,7	0,15
DP 1,5-3	0,31	0,7	0,50
DP 3-4	0,17	0,7	1,05
DP 4-8 (stadsgracht)	0,01	0,05	2,35
DP 4-8 (geen stadsgracht)	0,37	2	1,10
DP 8-11	0,74	3	0,40
DP 11-12,5	0,12	0,5	1,20
DP 12,5-20	0,09	0,5	1,60
DP 20-23 (sloot)	0,01	0,05	2,30
DP 20-23 (geen sloot)	0,33	2	1,30
DP 23-27,5	0,35	2,4	1,35
DP 27,5-30	0,25	1,7	1,60
DP 30-35,5	0,25	1,7	1,60
DP 35,5-37	0,27	1,7	1,50
DP 37-44	0,15	1	1,80
DP44-46,5	0,36	2,7	1,55
Dp 46,5-51,5	0,19	1,5	2,00
DP51,5-54 Kistdam	0,01	0,05	2,60



Uit tabel 5-1 blijkt dat op alle locaties de veiligheid ten aanzien van opbarsten onvoldoende is. Het tekort aan deklaagdikte bedraagt ca. 1,5-2,5 m.

Het faalmechanisme piping kan alleen voorkomen als alle drie de deelfaalmechanisme voorkomen. Uit de opbarstberekening komt naar voren dat de opbarstveiligheid op geen enkele beschouwde locatie voldoet. Gezien de tekorten is de verwachting dat ook aan het heave-criterium niet voldaan zal worden. Daarom wordt vervolgens het (deel)mechanisme piping beschouwd. De resultaten zijn weergegeven in tabel 5-2, de achterliggende berekeningen zijn weergegeven in Bijlage 3.

Tabel 5-2: Veiligheidsopgave piping (kwelweglengte)

Dijkvak	Veiligheidsfactor piping (eis 1,21)	Lvoort	Ldijk	Laanw	Lben	Ltekort ²⁾
	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
DP 0-1,5	1,58	60	30	90	42,0	-48,0
DP 1,5-3 ¹⁾	1,04 ¹⁾	n.v.t. 1)	n.v.t. 1)	n.v.t. 1)	n.v.t. ¹⁾	n.v.t. ¹⁾
DP 3-4	0,68	30	30	60	75,8	15,8
DP 4-8 (stadsgracht)	0,40	25	30	55	122,9	67,9
DP 4-8 (geen stadsgracht)	0,60	25	30	55	79,7	24,7
DP 8-11	1,75	100	30	130	55,7	-74,3
DP 11-12,5 ¹⁾	1,26 ¹⁾	n.v.t. 1)	n.v.t. 1)	n.v.t. 1)	n.v.t. ¹⁾	n.v.t. ¹⁾
DP 12,5-20	1,06	130	30	160	91,3	-68,7
DP 20-23 (sloot)	0,39	20	30	50	116,7	66,7
DP 20-23 (geen sloot)	0,35	0	30	30	85,0	55
DP 23-27,5	0,42	10	30	40	89,2	49,2
DP 27,5-30	0,60	35	30	65	94,0	29,0
DP 30-35,5	0,96	80	30	110	93,7	-16,3
DP 35,5-37	0,71	60	30	90	107,4	17,4
DP 37-44	0,55	45	30	75	120,9	45,9
DP44-46,5	0,47	25	30	55	110,9	55,9
Dp 46,5-51,5	0,61	60	30	90	128,1	38,1

DP51,5-54 ¹⁾	1,04 ¹⁾	n.v.t. 1)	n.v.t. .1)	n.v.t. 1)	n.v.t. ¹⁾	n.v.t. ¹⁾
-------------------------	--------------------	--------------	---------------	--------------	----------------------	----------------------

1) Beoordeeld volgens methode Lane (eis veiligheidsfactor $\geq 1,0$)

L_{voorl} = lengte voorland, dit is de afstand tussen het intredepunt en de buitenteen van de dijk. De daadwerkelijke voorlandlengte kan groter zijn.

L_{dijk} = aanwezige kwelweglengte, afstand tussen intrede- en uittredepunt. In dit geval $L_{voorl} + L_{dijk}$.

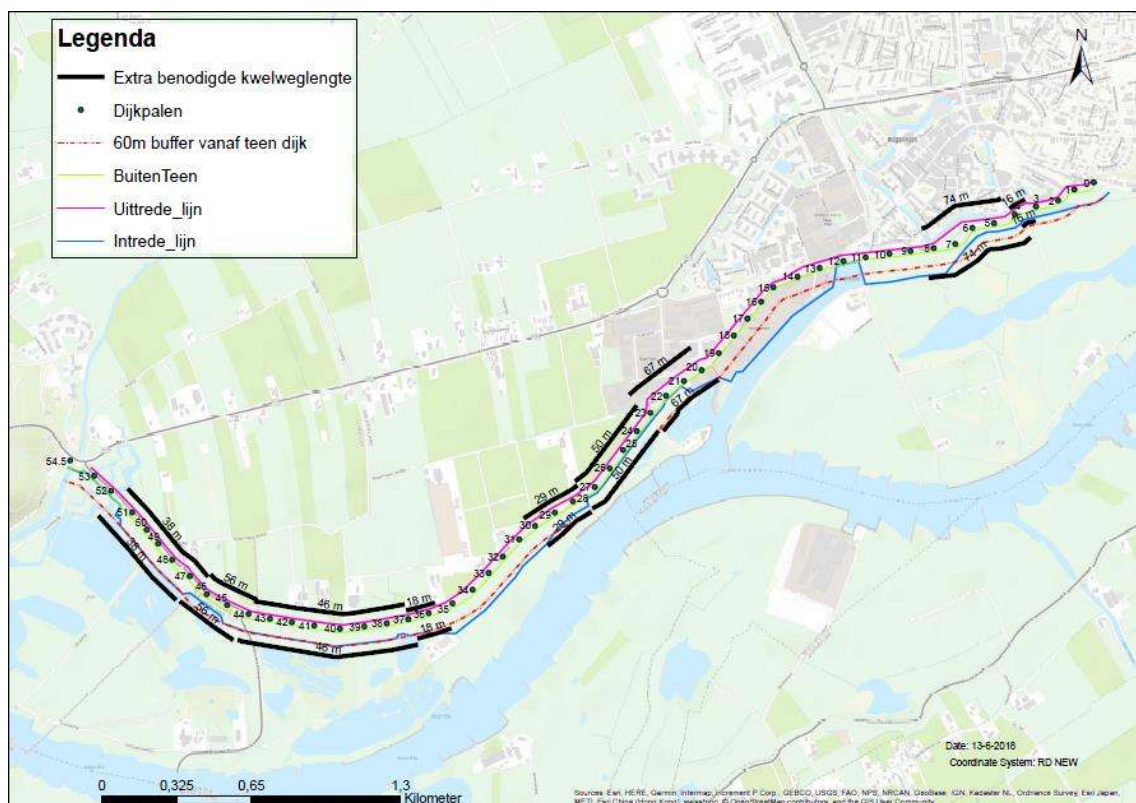
L_{aanw} = aanwezige kwelweglengte, afstand tussen intrede- en uittredepunt. In dit geval $L_{voorl} + L_{dijk}$.

L_{ben} = benodigde kwelweglengte

L_{tekort} = tekort aan kwelweglengte. In dit geval $L_{aanw} - L_{ben}$

Uit tabel 5-2 blijkt dat er op enkele locaties geen veiligheidsopgave voor piping aanwezig is. Dit is met name het gevolg van het meenemen van de aanwezige weerstand in het voorland. Voor de dijkvakken beoordeeld met methode Lane kan geconcludeerd worden dat daar geen veiligheidsopgave aanwezig. Over het algemeen is er echter wel een veiligheidsopgave.

De kwelwegtekorten zijn in Figuur 5-1 grafisch weergegeven aan de buiten- en binnenzijde ten opzichte van de intrede- en uittredelijn.



Figuur 5-1: Tekort kwelweglengte weergegeven aan buiten- en binnenzijde van de intrede- en uittredelijn



5.2 Versterkingsoplossingen

De volgende versterkingsoplossingen zijn in deze paragraaf uitgewerkt:

- Verlenging kwelweglengte door voorlandverbetering en/of berm
- Kwelscherm
- Drainagesysteem in watervoerend pakket

In Tabel 5-3 zijn de benodigde dimensies van een verlengde kwelweg, hoogte van de pipingberm en lengte bij toepassing van een heave scherm gepresenteerd. Voor de berekeningen wordt verwezen naar Bijlage 3. Bij verlenging van de kwelweg doormiddel van een voorlandverbetering dient de dijkbasis in sommige gevallen verbreedt te worden om aan de eis te kunnen voldoen dat de kwelweglengte in het voorland niet langer mag zijn dan tweemaal de dijkbasis.

Tabel 5-3 Ruimtebeslag verschillende versterkingsoplossingen

Dijkvak	Kwelwegtekort	Verbreding dijkbasis 1)	Dikte berm	Lengte heave scherm 2)
	[m]	[m]	[m]	[m]
DP 0-1,5 ³⁾	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
DP 1,5-3 ³⁾	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
DP 3-4	15,8	5	1,05	4,5
DP 4-8 (stadsgracht)	73,7	25	2,35	8,4
DP 4-8 (geen stadsgracht)	24,7	8	1,10	5,9
DP 8-11	-74,3		0,40	4,5
DP 11-12,5 ³⁾	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
DP 12,5-20	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
DP 20-23 (sloot)	66,7	22	2,30	8,2
DP 20-23 (geen sloot)	55,0	18	1,30	6,7
DP 23-27,5	49,2	16	1,35	7,4
DP 27,5-30	29,0	10	1,60	7,4
DP 30-35,5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
DP 35,5-37	-7,4	6	1,50	6,9
DP 37-44	45,9	15	1,80	7,4
DP44-46,5	55,9	19	1,55	8,2
Dp 46,5-51,5	38,1	13	2,00	8,7
DP51,5-54 ³⁾	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

1) Bij verlenging van de kwelweg doormiddel van een voorlandverbetering dient de dijkbasis in sommige gevallen verbreedt te worden om aan de eis te kunnen voldoen dat de kwelweglengte in het voorland



niet langer mag zijn dan tweemaal de dijkbasis. De benodigde verbreding van de dijkbasis kan berekend worden als $L_{ben}/3$.

2) Dit is de theoretisch benodigde lengte. Deze lengte kan groter worden in verband met bijv. installeerbaarheid.

3) Geen opgave

Voor het drainagesysteem wordt uitgegaan van een watergang met een filter op de bodem bestaande uit grof zand/grind en een geotextiel die insnijdt in het watervoerend pakket. Uitgaande van een bodembreedte van ca. 2m en taluds 1v:2h is het ruimtebeslag ca. 10m. Inclusief een onderhoudsstrook van 5m breed kan voor het ruimtebeslag uit worden gegaan van ca. 15m.

5.3 Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden

Sinds de gevoeligheidsanalyse [LCF 2018d] is op een groot deel van het traject de pipingopgave verkleind of zelfs verdwenen. Dit is met name bij Wageningen het geval. Dit komt met name door het uitvoeren van aanvullend grondonderzoek en het meenemen van de weerstand in het voorland.

Naast de drie genoemde versterkingsopties zijn er meer (sub)oplossingen mogelijk, zoals bijv. een verticaal zanddicht geotextiel of grof zand barriere. In deze fase zijn deze drie hoofdvormen uitgewerkt, welke in te wisselen zijn voor andere varianten als deze kansrijk blijken te zijn.

In de analyse is nog geen rekening gehouden met de aanwezige (kop)sloten. Op deze locaties is de deklaag dunner en kan een grotere kwelweglengte benodigd zijn. Oplossing kan zijn om deze kopsloten te dempen. Dit moet nader uitgewerkt worden.

In de analyses is de weerstand van het voorland meegenomen. Daarom is handhaving van deze weerstand noodzakelijk. De zone waarin deze handhaving plaats moet vinden is op diverse locaties overigens groter dan het gebied wat begrenst wordt door de intrede- en uittredelijijn.

In de uitgevoerde analyses is geen rekening gehouden met anisotropie. Op dit moment loopt een onderzoek naar het meenemen van anisotropie in de ondergrond. Verwacht wordt dat door het meenemen van anisotropie de bermlengte met 5-40m gereduceerd kan worden.



6 Macrostabieliteit buitenwaarts

6.1 Veiligheidsopgave

Voor het faalmechanisme macrostabieliteit buitenwaarts (STBU) is het dijktraject opgedeeld in drie dijkvakken, zie tabel 6-1. In de berekeningen is uitgegaan van de geometrie, ligging van het freatisch vlak, stijghoogten en grondparameters conform [LCF 2018b] en [LCF 2018c]. De schematiseringsfactor is bepaald conform [OI2014v4] en bedraagt 1,05 voor macrostabieliteit buitenwaarts. Deze relatief lage schematiseringsfactor is het resultaat van een combinatie van een conservatieve basisschematisatie in combinatie met een relatief omvangrijk beschikbaar grondonderzoek. De berekening van de schematiseringsfactor is toegevoegd in Bijlage 2. Met een schematiseringsfactor van 1,05 bedraagt de minimaal vereiste stabiliteitsfactor voor macrostabieliteit buitenwaarts 1,21.

De bepaling van de veiligheidsopgave voor macrostabieliteit buitenwaarts is weergegeven in tabel 6-1.

Tabel 6-1 Veiligheidsopgave macrostabieliteit buitenwaarts (minimaal vereiste SF = 1,21)

Dijkvak	SF (huidige situatie)
	[-]
DP 0-11	0,81
DP 11-12,5	0,86
DP 20-52	0,84

Uit tabel 6-1 blijkt dat in alle beschouwde dijkvakken de macrostabieliteit buitenwaarts onvoldoende is. Het tekort bedraagt ca. 40%. Dit is aanzienlijk meer dan uit de NVA volgde [RHDHV 2018], waar het tekort ca. 20% bedroeg. De reden hiervoor is naar verwachting het overstappen op gedraineerde critical state parameters. Hierbij wordt geen cohesie toegepast, wat tot lagere stabiliteitsfactoren leidt bij de relatief ondiepe glijvlakken die worden gevonden. In alle dijkvakken doorsnijdt het maatgevende glijvlak namelijk alleen het talud van de waterkering, dus niet de deklaag in het voorland. De verschillen in de berekende stabiliteitsfactoren worden bepaald door de variaties in huidige taludhelling en kleine verschillen in hydraulische belastingen tussen de vakken. Deze verschillen zijn echter beperkt.

6.2 Versterkingsoplossingen

In Bijlage 5 is aangegeven welke versterkingsoplossingen beschouwd zijn en zijn ook de berekeningsresultaten opgenomen. De grafische weergave van enkele typische glijvlakken is weergegeven in Bijlage 6. De relevante resultaten zijn samengevat in tabel 6-2. Omdat de maatgevende glijvlakken alleen het talud snijden (niet door de deklaag in het voorland) zijn de berekende stabiliteitsfactoren voor alle dijkvakken nagenoeg gelijk. Voor dijkvak dp 11-12,5 zijn geen aparte berekeningen gemaakt, omdat de aanwezige damwand ervoor zorgt dat er



geen maatgevende glijvlakken door de veenlaag kunnen optreden. De glijvlakken door het buitentalud zijn in dit vak vergelijkbaar aan de andere dijkvakken.

Tabel 6-2 Stabiliteitsfactoren macrostabiliteit buitenwaarts voor de verschillende versterkingsoplossingen.

Versterkingsoplossing	SF (eis 1,21)
	[-]
Taludverflauwing 1v:3h, berm 5 m	1,30
Taludverflauwing 1v:4,5h	1,22
Taludverflauwing 1v:4h, berm 5 m	1,46
Kruin +2 m, taludverflauwing 1v:3h, berm 5 m	1,21
Kruin +2 m, taludverflauwing 1v:4,5h	1,20
Kruin +2 m, taludverflauwing 1v:4h, berm 5 m	1,45

Uit het overzicht blijkt dat een taludverflauwing 1v:4,5h net voldoende stabiliteit oplevert. Een talud 1v:3h in combinatie met een berm van 5 m voldoet in alle gevallen ook aan de minimaal vereiste stabiliteit.

Een stabiliteitsscherm in de buitenteen of in het buitentalud in combinatie met het huidige talud levert niet voldoende stabiliteit en is dus geen zinvolle versterkingsoplossing. De buitenteen is een ongeschikte locatie omdat de maatgevende glijvlakken alleen het talud snijden. Een scherm in het buitentalud is ongeschikt gebleken omdat de resterende (ondiepe) glijvlakken in het talud een te lage stabiliteitsfactor opleveren (circa 0,9 – 1,1).

Een alternatief is een stabiliteitsscherm in de buitenkruinlijn. In dat geval moet voor de dimensionering van de constructie uit worden gegaan van een restprofiel. Dit leidt tot een relatief zware constructie. Overwogen kan dan ook worden om een zelfstandig kerende constructie toe te passen (zoals een diepwand of kistdam), zodat deze bijv. ook de binnenwaartse macrostabiliteit kan garanderen.

6.3 Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden

De benodigde versterking is slechts beperkt veranderd ten opzichte van de gevoeligheidsanalyse [LCF 2018d].

Uit de berekeningsresultaten bij de huidige uitgangspunten volgt dat alleen een taludhelling van 1h:4,5h of flauwer voldoet. Door aanvullende eisen aan het aanvulmateriaal te stellen of de grondparameters te optimaliseren is de verwachting dat minimaal een taludhelling van 1h:4h zou moeten kunnen voldoen. De volgende optimalisatiemogelijkheden worden kansrijk geacht om tot een versterkingsoplossing te komen met een talud 1v:4h of wellicht steiler:

- Toepassen en voorschrijven van zware klei voor de taludverflauwing. Met een volumiek gewicht van ca. 18,5 kN/m³ in plaats van 17,0 kN/m³ neemt de stabiliteitsfactor met ca. 0,1 toe.



- Optimalisatie van de sterkteparameters voor ophoogklei. Een van de mogelijkheden is het in rekening brengen van enige cohesie. Dit kan tot een ca. 10% hogere stabiliteitsfactor leiden.
- Met Plaxis nagaan of de dilatantiehoek in de DGeoStability verhoogd kan en mag worden. Dit kan tot een ca. 10-15% hogere stabiliteitsfactor leiden.

Grondverbetering betreft het vervangen van slappe lagen door hoogwaardig materiaal. In dit geval is er al sprake van relatief sterk materiaal (klei) en ondiepe glijcirkels. Om tot voldoende stabiliteit te komen zou gedacht moeten worden aan soil mix-achtige technieken. Dit kan gezien worden als een variant op een stabiliteitsscherm in het buitentalud.



7 Macrostabieliteit binnenwaarts

7.1 Veiligheidsopgave

De veiligheidsopgave voor macrostabieliteit binnenwaarts wordt voor twee situaties beschouwd. De WBN situatie waarbij er weinig tot geen overslag optreedt en de verzadigde situatie voor de situatie met significante overslag. Deze tweede berekening is alleen relevant indien wordt uitgegaan van een kritiek overslagdebiet groter dan 0,1l/s/m.

Het dijktraject is opgedeeld in drie dijkvakken, zie Tabel 7-1. In de berekeningen is uitgegaan van de geometrie, ligging van het freatisch vlak, stijghoogten en grondparameters conform [LCF 2018b] en [LCF 2018c]. De schematiseringsfactor is bepaald conform [OI2014v4] en bedraagt 1,10 voor macrostabieliteit binnenwaarts. De berekening van de schematiseringsfactor is toegevoegd in bijlage 4.

De minimaal vereiste stabiliteitsfactor voor macrostabieliteit binnenwaarts voor de WBN situatie is het product van de modelfactor (1,06), schematiseringsfactor (1,10) en schadefactor (1,16) en bedraagt $SF \geq 1,35$. Voor de situatie met significante overslag is de minimaal vereiste stabiliteitsfactor het product van de modelfactor (1,06), de schematiseringsfactor (1,10) en de schadefactor (0,81 voor $Q=5$ l/s/m) en bedraagt $SF \geq 0,95$.

De bepaling van de veiligheidsopgave voor macrostabieliteit binnenwaarts is weergegeven in Tabel 7-1.

Tabel 7-1 Veiligheidsopgave macrostabieliteit binnenwaarts voor normale en verzadigde situatie

Dijkvak	SF (huidige situatie) eis 'WBN' S.F. $\geq 1,35$	SF (huidige situatie) eis 'verzadigd' S.F. $\geq 0,95$
	[-]	[-]
DP 0-11	0,56	0,19
DP 11-12,5	0,82	0,55
DP 20-52	0,39	0,23

Uit Tabel 7-1 blijkt dat in alle beschouwde dijkvakken de macrostabieliteit binnenwaarts voor de normale en verzadigde situatie onvoldoende is. Het tekort bedraagt ca. 60%. Dit is iets meer dan uit de NVA volgde [RHDHV 2018], waar het tekort ca. 50% bedroeg. De reden hiervoor is naar verwachting het overstappen op gedraineerde parameters. De verschillen in de berekende stabiliteitsfactoren worden met name bepaald door de variaties in maaiveldniveau en kleine verschillen in hydraulische belastingen tussen de vakken.



7.2 Versterkingsoplossingen

In Bijlage 5 is aangegeven welke versterkingsoplossingen beschouwd zijn en zijn ook de berekeningsresultaten opgenomen. De grafische weergave van enkele typische glijvlakken is weergegeven in Bijlage 7.

Uit de resultaten van de berekeningen met het verzadigde dijklichaam volgt dat geen van de varianten voldoet met uitzondering van de varianten met een drainconstructie. Door het verzadigde dijklichaam in combinatie met een opbarstzone aan de binnenteen is er lokaal geen sterkte aanwezig. Bij significante overslag dienen ook kleine lokale glijvlakken beschouwd te worden, zodat niet voldaan wordt aan de stabiliteitseis. Indien een drainconstructie wordt toegepast is er geen sprake meer van opbarsten en speelt dit probleem niet.

Uit de berekeningen blijkt dat de verschillen tussen de vakken beperkt zijn. Daarom is uitgegaan van het maatgevende vak dp20-52. De relevante resultaten zijn samengevat in Tabel 7-2. Met een de kruinverhogingen in Tabel 7-2 wordt een ophoging in grond bedoeld. Er is in de beschouwde varianten geen expliciet verband gelegd tussen het overslagdebiet en de kruinverhoging. Er kan dus een variant worden beschouwd zonder kruinverhoging (in grond), terwijl er toch wordt uitgegaan van een overslagdebiet van 0,1l/s/m. Dit kan dan bijv. worden gerealiseerd doormiddel van een muurtje.

Tabel 7-2 Stabiliteitsfactoren macrostabiliteit binnenwaarts voor de verschillende versterkingsoplossingen

Variant	SF 'WBN' (eis S.F.≥1,35)	SF 'verzadigd' (eis S.F.≥0,95)
	[-]	[-]
q<0,1l/s/m, kruinverhoging 2m, berm 10m, binnentalud 1v:3h	1,49	n.v.t.
q<0,1l/s/m, kruinverhoging 0-1m, berm 10m, binnentalud 1v:3h	1,35	n.v.t.
q<0,1l/s/m, kruinverhoging 2m, berm 5m, binnentalud 1v:4h	1,55	n.v.t.
q<0,1l/s/m, kruinverhoging 0-1m, berm 10m, binnentalud 1v:4h	1,49	n.v.t.
q<0,1l/s/m, kruinverhoging 0-2m, berm 5m, binnentalud 1v:3h-1v:4h, drain	1,39	n.v.t.
q>0,1l/s/m, kruinverhoging <1m, talud 1v:4h, 5m berm, drain	1,85	1,02

Naast een ophoging in grond is ook het toepassen van een stabiliteitsscherm, zoals een damwand, mogelijk. Een stabiliteitsscherm in het binnentalud voldoet alleen in combinatie met een taludverflauwing naar 1v:3h of flauwer en bij een overslagdebiet $q < 0,1 \text{ l/s/m}$. Bij een binnentalud van 1v:3h voldoet een damwand in het talud (bovenkant NAP +8 m of hoger) in combinatie met een restprofiel aan de achterzijde van de damwand. Hierdoor zal de damwand naar verwachting relatief zwaar worden, eventueel in combinatie met verankering. Bij een binnentalud van 1v:4h voldoet ook een damwand in de binnenteen. Daar kan de damwand naar verwachting lichter gedimensioneerd worden dan in het talud omdat er dan geen rekening hoeft te worden gehouden met een restprofiel.



Bij een overslagdebiet $q > 0,1$ l/m/s (verzadigd binnentalud) voldoet een damwand in het binnentalud niet, omdat er (relatief ondiepe) glijvlakken boven de damwand optreden.

De relevante resultaten voor een stabiliteitsscherm zijn samengevat in Tabel 7-3.

Tabel 7-3 Stabiliteitsfactoren macrostabiliteit binnenwaarts voor versterkingsoplossingen met stabiliteitsscherm

Situatie	SF 'WBN' (eis S.F. $\geq 1,35$)	SF 'verzadigd' (eis S.F. $\geq 0,95$)
	[-]	[-]
huidig binnentalud (ca. 1v:2,4h), scherm binnenteen	0,96	0,40
huidig binnentalud (ca. 1v:2,4h), scherm NAP +10 m	1,30	0,65
binnentalud 1v:3h, scherm binnenteen	1,24	0,53
binnentalud 1v:3h, scherm NAP +8 m	1,47	n.v.t.
binnentalud 1v:4h, scherm binnenteen	1,54	0,74

Een alternatief is een stabiliteitsscherm in de binnenkruinlijn. In dat geval moet voor de dimensionering van de constructie uit worden gegaan van een restprofiel. Dit leidt tot een relatief zware constructie. Overwogen kan dan ook worden om een zelfstandig kerende constructie toe te passen (zoals een diepwand of kistdam), zodat deze bijv. ook de buitenwaartse macrostabiliteit kan garanderen.

7.3 Optimalisatiemogelijkheden en onzekerheden

Vergeleken met de resultaten van de gevoeligheidsanalyse [LCF 2018d] zijn de taludhellingen flauwer geworden en de bermen kleiner. Dit is naar verwachting het gevolg van het overstappen op gedraineerde parameters. Omdat bij het gedraineerde rekenen in de critical state geen cohesie wordt meegenomen zijn relatief ondiepe glijvlakken sneller kritisch, maar is de sterkte onder de berm groter.

Er is vooralsnog, conform [KPR 2018], van uit gegaan, dat in het geval van significante overslag alle glijvlakken relevant kunnen zijn. Omdat er sprake is van een opbarstsituatie leidt dit er toe dat significante overslag alleen toegestaan kan worden als opbarsten voorkomen kan worden, of een damwand in de teen wordt geplaatst om glijvlakken bij de teen te voorkomen. Wellicht is het mogelijk om voor situaties met een (lange) berm een zonering toe te passen, waarbij een erosiebuffer wordt aangebracht.

Er is vooralsnog gerekend met een dilatantiehoek gelijk aan nul en geen enkele cohesie. Beide aannames kunnen wellicht geoptimaliseerd worden. Dit kan tot een ca. 10-30% hogere stabiliteitsfactor leiden.

In de opbarstzone moet een sterkte van 0 (nul) worden meegenomen. Op dit moment loopt onderzoek om te kijken of deze aanname geoptimaliseerd kan worden. In overleg met de POV-



Macrostabiteit is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd, waar de sterkte in de opbarstzone is gehalveerd. De resultaten hiervan zijn gepresenteerd in Bijlage 8. Hieruit blijkt dat het effect hiervan verwaarloosbaar is (<1%). Dit wordt veroorzaakt doordat er gerekend wordt met gedraineerde parameters en een cohesie van 0 (nul). Doordat er nauwelijks effectieve spanningen aanwezig zijn in de opbarstzone is de sterkte in deze zone alsnog verwaarloosbaar.

Er is vooralsnog van een beperkt aantal vakken uitgegaan. Dit geeft een goed beeld van de globale dimensies die benodigd zijn. Door het beschouwen van meer verschillende vakken kan een nog nauwkeuriger en scherper beeld van de benodigde versterkingsopgave worden verkregen.

Er is vooralsnog uitgegaan van een berm bestaande uit klei. Ook een zandberm met drainage kan een mogelijkheid zijn. Dit is vooralsnog niet beschouwd, maar verwacht wordt dat de berm daardoor niet langer hoeft te worden.



Bijlagen

- Bijlage 1 : Opdrukken bekleding
- Bijlage 2 : Bepaling schematiseringsfactoren piping, opbarsten en heave
- Bijlage 3 : Berekeningsresultaten piping, opbarsten en heave
- Bijlage 4 : Bepaling schematiseringfactoren macrostabiliteit binnen en buitenwaarts
- Bijlage 5 : Beschouwde varianten en overzicht berekeningsresultaten macrostabiliteit
- Bijlage 6 : Grafisch resultaat macrostabiliteit buitenwaarts
- Bijlage 7 : Grafisch resultaat macrostabiliteit binnenwaarts
- Bijlage 8 : Gevoeligheidsanalyse sterkte opbarstzone



Bijlage 1 : Opdrukken bekleding

Voor het beoordelen van de stabiliteit van de bekleding is het mechanisme opdrukken beschouwd. Hierbij is uitgegaan van een verval voer de bekleding van 2m. Opgemerkt moet worden dat dit op bepaalde locaties meer kan zijn. Deze berekening is indicatief.

Er is gerekend met zowel de critical state sterkte van dijkenklei ($\phi_{cs,rep} = 27$ graden) als 'standaard' 2% rek parameters ($\phi_d = 22,5$ graden, $c'_d = 3$ kPa). De veiligheid is in beide situaties echter ruim onvoldoende.

Opdrukken (eenvoudig)	symbool	waarde	eenheid
Stijghoogte ten opzichte van referentie	h	10.00	[m.REF]
Binnenteen ten opzichte van referentie	z	8.00	[m.REF]
Onderkant bekleding	z'	8.00	[m.REF]
Deklaagdikte loodrecht op talud	d	0.60	[m]
Verhang over deklaag	$h-z'$	2.00	[m]
Volumieke massa water	ρ_w	1,000.00	[kg/m3]
Volumieke massa van grond	ρ_g	1,650.00	[kg/m3]
Helling van het talud	1:x	2.50	[1v:xh]
Helling van het talud	α	0.38	[rad]
Helling van het talud	α	21.80	[°]
Materiaalfactor volumieke massa	$\gamma_{m,p}$	1.00	[-]
Gevoeligheidsfactor en schadefactor	$\gamma_d \gamma_n$	1.21	[-]
Veiligheidsfactor	SF	0.38	[-]
Oordeel		onvoldoende	
Benodigde dikte	d_{ben}	1.58	[m]
Opdrukken (gedetailleerd)	symbool	waarde	eenheid
Cohesie deklaag	c'_{rep}	3.00	[kPa]
Cohesie	c'_{rep}	3000	[Pa]
Hoek van inwendige wrijving van de deklaag	ϕ'_{rep}	22.50	[°]
Gravatieversnelling	g	9.81	[m/s2]
Materiaalfactor cohesie	$\gamma_{m,c'}$	1.00	[-]
Materiaalfactor hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{m,tan(\phi')}$	1.00	[-]
Maximale breedte moot grond evenwijdig aan talud	Δx_{max}	5.39	[m]
Breedte moot grond evenwijdig aan talud	Δx	1.61	[m]
Veiligheidsfactor (gedetailleerd)	SF	0.631	[-]
Oordeel (gedetailleerd)		onvoldoende	



Opdrukken (eenvoudig)	symbool	waarde	eenheid
Stijghoogte ten opzichte van referentie	h	10.00	[m.REF]
Binnenteen ten opzichte van referentie	z	8.00	[m.REF]
Onderkant bekleding	z'	8.00	[m.REF]
Deklaagdikte loodrecht op talud	d	0.60	[m]
Verhang over deklaag	$h-z'$	2.00	[m]
Volumieke massa water	ρ_w	1,000.00	[kg/m3]
Volumieke massa van grond	ρ_g	1,650.00	[kg/m3]
Helling van het talud	1:x	2.50	[1v:xh]
Helling van het talud	α	0.38	[rad]
Helling van het talud	α	21.80	[°]
Materiaalfactor volumieke massa	$\gamma_{m,p}$	1.00	[-]
Gevoeligheidsfactor en schadefactor	$\gamma_d \gamma_n$	1.21	[-]
Veiligheidsfactor	SF	0.38	[-]
Oordeel		onvoldoende	
Benodigde dikte	d_{ben}	1.58	[m]
Opdrukken (gedetailleerd)	symbool	waarde	eenheid
Cohesie deklaag	c'_{rep}	0.00	[kPa]
Cohesie	c'_{rep}	0	[Pa]
Hoek van inwendige wrijving van de deklaag	φ'_{rep}	27.00	[°]
Gravitatieversnelling	g	9.81	[m/s2]
Materiaalfactor cohesie	$\gamma_{m,c'}$	1.00	[-]
Materiaalfactor hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{m,tan(\varphi')}$	1.10	[-]
Maximale breedte moot grond evenwijdig aan talud	Δx_{max}	5.39	[m]
Breedte moot grond evenwijdig aan talud	Δx	0.10	[m]
Veiligheidsfactor (gedetailleerd)	SF	0.454	[-]
Oordeel (gedetailleerd)		onvoldoende	



De schematiseringsfactor voor het mechanisme opbarsten is afgeleid voor doorsnede 38. De berekeningen voor de verschillende scenario's zijn hieronder weergegeven.

Locatie	Lengte voorland [m]	Breedte Dijklichaam [m]	Totaal [m]	Maaiveld [m NAP]	Deklaag [m]	Waterstand [m NAP]	Stijghoogte Binnenteen [m NAP]	▲φ Optredend stijghoogte verschil over deklaag	▲φ c,u Kritiek stijghoogte verschil	▲φ c,u incl veiligheid Rekenwaarde kritiek stijghoogte verschil	Veiligheid [-]	Vershil t.o.v. basis schematisatie
Basis scenario DP 37-44	45	30	75	7,5	1	11,87	10,5	3	0,72273191	0,44	0,14707609	-
Scenario 1 Dikte deklaag kleiner	45	30	75	7,5	0,05	11,87	10,5	3	0,0361366	0,02	0,0073538	-0,14
Scenario 2 Polderpeil/mv lager	45	30	75	7	1	11,87	10,5	3,5	0,72273191	0,44	0,12606522	-0,02
Scenario 3 Responsfactor hoger	45	30	75	7,5	1	11,87	11	3,5	0,72273191	0,44	0,12606522	-0,02

Vervolgens is op basis hiervan de schematiseringsfactor bepaald. Deze afleiding is hieronder weergegeven.

Gele cellen door gebruiker in te vullen!										
Opbarsten										
Ontwerpeis in termen van veiligheidsfactor, γ_{up}										1,56
Betrouwbaarheidsindex bij Peis, d_{sn}										4,91
Peis, d_{sn}										4,65E-07
Keuze schematiseringsfactor ($\gamma_{b,u}$)										1,05
Eis opbarstfactor in ontwerp (= $\gamma_{up} \cdot \gamma_{b,u}$)										1,64
Corresponderende β										5,01
Corresponderende faalkans										2,69E-07
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans										1,89E-07
Si: Scenario i										
P(Si): kans op voorkomen scenario i										
$\Delta F_{up}(D;Si)$: verschil opbarstfactor tussen basisschematisatie en scenario i										
Si	P(Si)	$\Delta F_{up}(D;Si)$	$F_{up}(D; Si)$	β	$P_{sf}(D;Si)$	$P_{sf}(D; Si) \cdot P(Si)$	Omschrijving scenario			
1	0,7	0	1,640	5,012	2,69E-07	1,89E-07	Basisschematisering			
2	0,1	-0,1397223	1,500	4,818	7,24E-07	7,24E-08	Scenario 1 Dikte deklaag kleiner			
3	0,1	-0,0210109	1,619	4,984	3,12E-07	3,12E-08	Scenario 2 Polderpeil/mv lager			
4	0,1	-0,0210109	1,619	4,984	3,12E-07	3,12E-08	Scenario 3 Responsfactor hoger			
5			1,640	5,012	2,69E-07	0,00E+00				
6			1,640	5,012	2,69E-07	0,00E+00				
7			1,640	5,012	2,69E-07	0,00E+00				
8			1,640	5,012	2,69E-07	0,00E+00				
9			1,640	5,012	2,69E-07	0,00E+00				
10			1,640	5,012	2,69E-07	0,00E+00				
Totale faalkans						3,23E-07				
						dit is	70%	van de toelaatbare kans		
								indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok		
								schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is		
$\Delta F_{up}(D;Si)$ geeft toename van $F_{up}(D)$ tov eis bij aanname van scenario Si										

De schematiseringsfactor voor het mechanisme heave is afgeleid voor doorsnede 38. De berekeningen voor de verschillende scenario's zijn hieronder weergegeven.

Scenario's t.b.v. Schematiseringsfactor heave	Optredende heave gradient	Kritieke heave gradient	Veiligheid	Vershil t.o.v. basis schematisatie	
Locatie	i	i ch	Fu		
DP 37-44		3	0,2421	0,0807	-
Scenario 1 Dikte deklaag kleiner		60	0,2421	0,004	-0,076674738
Scenario 2 Polderpeil/mv lager		3,5	0,2421	0,0692	-0,011530036
Scenario 3 Responsfactor hoger		3,5	0,2421	0,0692	-0,011530036



Vervolgens is op basis hiervan de schematiseringsfactor bepaald. Deze afleiding is hieronder weergegeven.

Gele cellen door gebruiker in te vullen!							
Heave							
Ontwerpeis in termen van veiligheidsfactor, y_{he}							1,18
Betrouwbaarheidsindex bij $P_{eis,dsn}$							4,91
$P_{eis,dsn}$							4,65E-07
Keuze schematiseringsfactor ($y_{b,he}$)							1,05
Eis veiligheidsfactor in ontwerp (= $y_{he} \cdot y_{b,he}$)							1,24
Corresponderende β							5,01
Corresponderende faalkans							2,76E-07
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans							1,93E-07
Si: Scenario i							
P(Si): kans op voorkomen scenario i							
opb(D;Si): verschil opbarstfactor tussen basisschematisatie en scenario i							
Si	P(Si)	$\Delta F_{he}(D;Si)$	$F_{he}(D; Si)$	β	$P_{sf}(D;Si)$	$P_{sf}(D; Si) \cdot P(Si)$	Omschrijving scenario
1	0,7	0	1,237	5,007	2,76E-07	1,93E-07	Basisschematisering
2	0,1	-0,0766747	1,161	4,874	5,46E-07	5,46E-08	Scenario 1 Dikte deklaag kleiner
3	0,1	-0,01153	1,226	4,988	3,05E-07	3,05E-08	Scenario 2 Polderpeil/mv lager
4	0,1	-0,01153	1,226	4,988	3,05E-07	3,05E-08	Scenario 3 Responsfactor hoger
5			1,237	5,007	2,76E-07	0,00E+00	
6			1,237	5,007	2,76E-07	0,00E+00	
7			1,237	5,007	2,76E-07	0,00E+00	
8			1,237	5,007	2,76E-07	0,00E+00	
9			1,237	5,007	2,76E-07	0,00E+00	
10			1,237	5,007	2,76E-07	0,00E+00	
Totale faalkans						3,09E-07	
						dít is	66%
van de toelaatbare kans							
indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok							
schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is							
$\Delta F_{he}(D;Si)$ geeft toename van $F_{he}(D)$ tov eis							
bij aanname van scenario Si							



Bijlage 3 : Berekeningsresultaten piping, opbarsten en heave

Het dijktraject is in 18 locaties verdeeld en voor iedere locatie is de opgave voor piping, opbarsten en heave bepaald. Eerst worden de resultaten van piping gepresenteerd, vervolgens voor opbarsten en als laatste voor heave.

Berekeningsresultaten Piping

Voor piping is gerekend met de methode Sellmeijer voor grondconstructies zoals beschreven in [LCF 2018c]. Voor constructies zoals damwand, kwelschermen en damwanden is gerekend met de rekenregel Lane conform uitgangspunten beschreven in [LCF 2018c].

Sellmeijer

In onderstaande tabellen staan de gebruikte gegevens voor de analyse Sellmeijer en de uitkomsten van de berekening.

1. Projectgegevens							
Project:	1217-0035-000						
Opgesteld door:	MHO						
Datum:	1-6-2018						
Betreft:	Grebbeidijk						
2. Standaard / default waarden							
	Reken- model	symbol	waarden Sell 1999	default TR 1999	waarden Sell 2011	default TR 2011	[eenheid]
Aanwezige kwelweglengte	Bligh + Sell	L_{aanw}					[m]
Dikte deklaag (pakket boven zandlaag)	Bligh + Sell	d					[m]
Dikte watervoerende zandlaag	Sell	D					[m]
70 percentiel doorslagwaarde zeef	Sell	d_{70}					[μ m]
70 percentiel Φ -zand	Sell 2011	d_{70m}			2,08E-04	2,08E-04	[m]
Darcy doorlatendheid zandlaag	Sell	k					[m/s]
Creep-factor Bligh	Bligh	C_{Creep}					[-]
Sleepfactor (coëfficiënt van White)	Sell	η	0,25	0,25	0,25	0,25	[-]
Kinematische viscositeit	Sell	ν	1,33E-06	1,33E-06	1,33E-06	1,33E-06	[m ² /s]
Zwaartekrachtversnelling	Sell	g	9,81	9,81	9,81	9,81	[m/s ²]
Rolweerstandhoek zand	Sell	θ	41,00	41,00	37,00	37,00	[°]
Volumegewicht water	Sell	γ_w	10,00	10,00	10,00	10,00	[kN/m ³]
Volumegewicht zandkorrels onder water	Sell	γ_p	17,00	17,00	16,00	16,00	[kN/m ³]
Kritiek verval over waterkering (Sellmeijer)	Sell	ΔH_{c_Sell}					[m]
Kritiek verval over waterkering (Bligh)	Bligh	ΔH_{c_Bligh}					[m]
Veiligheidsfactor	Sell 1999	γ	1,15				
Veiligheidsfactor dijkkring (wordt in OI2014 st)	Sell 2011	γ_n (of γ_{mp})			1,15		[-]
Schematiseringsfactor	Sell 2011	γ_b			1,05		[-]
Optredend verval over de waterkering	Bligh + Sell	ΔH					[m]
Weerstandfactor opbarstkanaal	Bligh + Sell	Wf	0,3	0,3	0,3	0,3	[-]



3. Invoerparameters							
Rekenmodel	L_{aanw}	d	D	ΔH	d_{70}	k	C_{Creep}
	Bligh + Sell [m]	Bligh + Sell [m]	Sell [m]	Bligh + Sell [m]	Sell [μm]	Sell [m/d]	Bligh [-]
Situatie							
DP 0-1,5	90,0	0,7	30,0	2,1	307	41,00	18
DP 1,5-3	60,0	0,7	30,0	2,6	307	41,00	18
DP 3-4	60,0	0,7	30,0	3,4	307	41,00	18
DP 4-8 Stadsgracht	55,0	0,0	25,0	5,0	307	41,00	18
DP 4-8 Geen stadsgracht	55,0	2,0	25,0	4,0	307	41,00	18
DP 8-11	130,0	3,0	25,0	3,4	307	41,00	18
DP 11-12,5	35,0	0,5	25,0	3,5	307	41,00	18
DP 12,5-20	120,0	0,5	25,0	4,0	307	41,00	18
DP 20-23 Sloot (voor =achterland	50,0	0,0	25,0	4,8	307	41,00	18
DP 20-23 geen sloot	30,0	2,0	25,0	4,2	307	41,00	18
DP 23-27,5	40,0	2,4	25,0	4,5	307	41,00	18
DP 27,5-30	65,0	1,7	25,0	4,5	307	41,00	18
DP 30-35,5	110,0	1,7	25,0	4,5	307	41,00	18
DP 35,5-37	90,0	1,7	50,0	4,2	307	47,00	18
DP 37-44	75,0	1,0	50,0	4,4	307	47,00	18
DP44-46,5	55,0	2,7	50,0	4,6	307	47,00	18
Dp 46,5-51,5	90,0	1,5	50,0	4,7	307	47,00	18
DP51,5-54 Kistdam	30,0	0,0	50,0	4,9	307	47,00	18

4. Tussenresultaten						5. Resultaten voor rekenregels				
k	ΔH	ΔH	ΔH_c	ΔH_c	ΔH_c	$L_{benodigd}$	$L_{benodigd}$	$L_{benodigd}$	* fitten houd geen rekening met begrenzing	
Sell	Bligh + Sell1999	Sell2011	Bligh	Sell1999	Sell2011	Bligh	Sell1999	Sell2011	Sellmeijer 1999 (pag 55) ** begrenzing wordt verw erkt	
[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	print resultaten sheet	
	incl. 0,3d	incl. 0,3d		incl γ	incl. γ_n, γ_b		via VB*	via VB		
							S1999	S2011		
						ja	ja	ja	print	Tekort
4,7E-04	1,92	1,92	5,00	6,79	3,66	34,5	23,2	42,0	ja	48,0
4,7E-04	2,42	2,42	3,33	4,65	2,58	43,5	29,3	55,6	ja	4,4
4,7E-04	3,15	3,15	3,33	4,65	2,58	56,6	38,4	75,8	ja	-15,8
4,7E-04	5,02	5,02	3,06	4,47	2,47	90,3	59,5	122,9	ja	-67,9
4,7E-04	3,42	3,42	3,06	4,47	2,47	61,5	40,6	79,7	ja	-24,7
4,7E-04	2,50	2,50	7,22	10,14	5,28	45,0	29,8	55,7	ja	74,3
4,7E-04	3,30	3,30	1,94	2,96	1,70	59,4	39,5	76,7	ja	-41,7
4,7E-04	3,85	3,85	6,67	9,39	4,91	69,3	46,2	91,3	ja	28,7
4,7E-04	4,79	4,79	2,78	4,09	2,28	86,2	57,6	116,7	ja	-66,7
4,7E-04	3,60	3,60	1,67	2,59	1,50	64,8	43,4	84,6	ja	-54,6
4,7E-04	3,77	3,77	2,22	3,34	1,89	67,9	45,5	89,2	ja	-49,2
4,7E-04	3,95	3,95	3,61	5,22	2,86	71,1	47,8	94,0	ja	-29,0
4,7E-04	3,94	3,94	6,11	8,63	4,54	70,9	47,8	93,7	ja	16,3
5,4E-04	3,68	3,68	5,00	5,79	3,17	66,2	52,4	107,4	ja	-17,4
5,4E-04	4,07	4,07	4,17	4,91	2,72	73,3	58,3	120,9	ja	-45,9
5,4E-04	3,78	3,78	3,06	3,75	2,13	68,0	54,3	110,9	ja	-55,9
5,4E-04	4,28	4,28	5,00	5,79	3,17	77,0	61,7	128,1	ja	-38,1
5,4E-04	4,92	4,92	1,67	2,29	1,36	88,6	71,1	150,3	ja	-120,3



Lane

Berekeningsresultaten kunstwerken met rekenregel Lane conform [OI2014v4]:

$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{\left(\frac{1}{3} \cdot L_{\text{horizontaal}} + L_{\text{verticaal}}\right)}{C_{w,\text{creep}}}$$

Waarin:

ΔH	Optredende verval
ΔH_c	Kritieke verval
$L_{\text{Horizontaal}}$	Horizontale kwelweglengte (m)
$L_{\text{verticaal}}$	Verticale kwelweglengte (m)
$C_{w,\text{creep}}$	Gewogen creep-factor, materiaalfactor afhankelijk van korreldiameter zie Tabel 7-4

Tabel 7-4 Creep-factoren voor rekenregel Lane [SHPK 2017]

Grondsoort	Mediane korreldiameter [μm] ¹⁾	$C_{w,\text{creep}}$ (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

Er zijn voor drie locaties berekeningen gemaakt met methode lane

- Dp 1,5-3 Rustenburg (kwelscherm) gegevens gebruikt uit [BEMR 2007]
- Dp 11-12,5 Rijnhaven (kademuur/damwand) gegevens gebruikt uit [LCF 2018b]
- Dp 51,5-54 Hoornwerk (kistdam) gegevens gebruikt uit [LCF 2018b]



Rekenregel Lane voor locatie Rustenburg dp 1,5-3		
Onderkant Kelder Rustenburg		6,8 m NAP
Onderkant kwelscherm		0,1 m NAP
WBN (waterstand bij Norm)		12,13 m NAP
Onderkant Kleilaag mv		6 m NAP
Onderkant Kwelscherm		0,1 m NAP
Lengte voorland		30 m
Lengte dijklichaam		30 m
Afstand kwelscherm vanaf binnenteen		1,5 m
Verticale kwelweglengte linkerkant scherm		5,9 m
Verticale kwelweglengte rechterkant scherm		6,7 m
Totale Verticale kwelweglengte		12,6 m
Totale Horizontale kwelweglengte		61,5 m
Verval (Verschil WBN -o.k. kelder)		5,33 [-]
Cw,creep		6 [-]
Kritiek verval		5,52 [-]
Veiligheid		1,04 [-]

Rekenregel Lane voor locatie Rijnhaven dp11-12,5		
Bovenkant damwand		8 m NAP
Lengte damwand		12 m NAP
Onderkant damwand		-4 m NAP
Bovekant bodembescherming		2 m NAP
Onderkant kleilaag		4,5 m NAP
Lengte dijklichaam		30 m
Lengte Voorland		5 m
Verticale kwelweglengte linkerkant scherm		6 m
Verticale kwelweglengte rechterkant scherm		8,5 m
Totale Verticale kwelweglengte		14,5 m NAP
Totale Horizontale kwelweglengte		35 m NAP
WBN (waterstand bij Norm)		12,05 m NAP
Maaiveld		8,6 m NAP
Cw,creep		6 [-]
Verval (Verschil WBN - Maaiveld)		3,45 [-]
Kritiek verval		4,36 [-]
Veiligheid		1,26 [-]



Rekenregel Lane voor locatie Kistdam dp 51,5-54		
onderkant kleilaag		4,5 m NAP
Bovenkant damwand zijde Neder-Rijn		12,5 m NAP
Lengte damwand		17 m
Onderkant damwand zijde Neder-Rijn		-4,5 m NAP
Verticale kwelweglengte		18 m
Bovenkant damwand zijde Achterland		12,5 m NAP
Lengte damwand		12 m
onderkant damwand zijde Achterland		0,5 m NAP
Verticale kwelweglengte		8 m
Totale Verticale kwelweglengte		26 m
Totale Horizontale kwelweglengte		36 m
Maaiveld		6,8 m NAP
Polderpeil		5,65 m NAP
WBN		11,72 m NAP
Cw,creep		6 [-]
Verval (Verschil WBN - Maaiveld)		6,07 [-]
Kritiek verval		6,33 [-]
Veiligheid		1,04 [-]

Berekeningsresultaten opbarsten

Onderstaande tabel geeft de resultaten weer van de controle op opbarsten conform de uitgangspunten beschreven in [LCF 2018c].

Locatie	Lengte voorland [m]	Breedte Dijklichaam [m]	Totaal [m]	Maaiveld [m NAP]	Deklaag [m]	Waterstand [m NAP]	Stijghoogte Binnenteen [m NAP]	▲φ Optredend stijghoogte verschil over deklaag	▲φ c.u Kritiek stijghoogte verschil	▲φ c,u incl veiligheid Rekenwaarde kritiek stijghoogteverschil	Veiligheid
DP 0-1,5	60	30	90	10	0,7	12,126	10,5	0,5	0,51	0,31	0,62
DP 1,5-3	30	30	60	9,5	0,7	12,126	10,5	1	0,51	0,31	0,31
DP 3-4	30	30	60	8,7	0,7	12,057	10,5	1,8	0,51	0,31	0,17
DP 4-8 Slotgracht	25	30	55	7,1	0,05	12,116	10,5	3,4	0,04	0,02	0,01
DP 4-8 Geen slotgracht	25	30	55	8,1	2	12,116	10,5	2,4	1,45	0,88	0,37
DP 8-11	100	30	130	8,7	3	12,101	10,5	1,8	2,17	1,32	0,74
DP 11-12,5	5	30	35	8,6	0,5	12,05	10,5	1,9	0,36	0,22	0,12
DP 12,5-20	130	30	160	8	0,5	12	10,5	2,5	0,36	0,22	0,09
DP 20-23 Sloot (voor =achterland)	20	30	50	7,2	0,05	11,99	10,5	3,3	0,04	0,02	0,01
DP 20-23 geen sloot	0	30	30	7,8	2	11,99	10,5	2,7	1,45	0,88	0,33
DP 23-27,5	10	30	40	7,5	2,4	11,99	10,5	3	1,73	1,06	0,35
DP 27,5-30	35	30	65	7,5	1,7	11,96	10,5	3	1,23	0,75	0,25
DP 30-35,5	80	30	110	7,5	1,7	11,95	10,5	3	1,23	0,75	0,25
DP 35,5-37	60	30	90	7,7	1,7	11,886	10,5	2,8	1,23	0,75	0,27
DP 37-44	45	30	75	7,5	1	11,87	10,5	3	0,72	0,44	0,15
DP44-46,5	25	30	55	7,2	2,7	11,79	10,5	3,3	1,95	1,19	0,36
Dp 46,5-51,5	60	30	90	7	1,5	11,73	10,5	3,5	1,08	0,66	0,19
DP51,5-54 Kistdam	0	30	30	6,8	0,05	11,72	10,5	3,7	0,04	0,02	0,01

Onderstaande tabel geeft de benodigde ophoging/berm aan waarbij wordt voldaan aan het opbarst criterium.



	Benodigde ophoging/berm	Optredend stijghoogte verschil over deklaag + ophoging/berm	Totale deklaag [m]	Kritiek stijghoogte verschil	Rekenwaarde kritiek stijghoogteverschil	Veiligheid [-]
Locatie	Ophoging/berm [m]	▲ φ incl. ophoging/berm	Deklaag	▲ φ c.u	▲ φ c.u incl veiligheid	Veiligheid [-]
DP 0-1,5	0,15	0,35	0,85	0,61	0,61	0,38 1,0716
DP 1,5-3	0,50	0,50	1,20	0,87	0,87	0,53 1,0589
DP 3-4	1,05	0,75	1,75	1,26	1,26	0,77 1,0295
DP 4-8 Slotgracht	2,35	1,05	2,40	1,73	1,73	1,06 1,0085
DP 4-8 Geen slotgracht	1,10	1,30	3,10	2,24	2,24	1,37 1,0522
DP 8-11	0,40	1,40	3,40	2,46	2,46	1,50 1,0716
DP 11-12,5	1,20	0,70	1,70	1,23	1,23	0,75 1,0716
DP 12,5-20	1,60	0,90	2,10	1,52	1,52	0,93 1,0295
DP 20-23 Sloot (voor =achterland	2,30	1,00	2,35	1,70	1,70	1,04 1,0369
DP 20-23 geen sloot	1,30	1,40	3,30	2,39	2,39	1,46 1,0400
DP 23-27,5	1,35	1,65	3,75	2,71	2,71	1,65 1,0028
DP 27,5-30	1,60	1,40	3,30	2,39	2,39	1,46 1,0400
DP 30-35,5	1,60	1,40	3,30	2,39	2,39	1,46 1,0400
DP 35,5-37	1,50	1,30	3,20	2,31	2,31	1,41 1,0861
DP 37-44	1,80	1,20	2,80	2,02	2,02	1,24 1,0295
DP44-46,5	1,55	1,75	4,25	3,07	3,07	1,88 1,0716
Dp 46,5-51,5	2,00	1,50	3,50	2,53	2,53	1,54 1,0295
DP51,5-54 Kistdam	2,60	1,10	2,65	1,92	1,92	1,17 1,0630

Berekeningsresultaten Heave , heavescherm

In onderstaande tabel staat de controle op heave, en de benodigde lengte voor het heave scherm conform de ontwerpverificatie beschreven in [LCF 2018c].



	Optreden de heave gradient	Kritieke heave gradient	Veiligheid	Kritieke heave gradient heave scherm	Benodigde lengte heave scherm [m]
Locatie	i	i ch	Fu	i ch	
DP 0-1,5	0,71	0,24	0,34	0,40	1,24
DP 1,5-3	1,43	0,24	0,17	0,40	2,48
DP 3-4	2,57	0,24	0,09	0,40	4,46
DP 4-8	68,00	0,24	0,00	0,40	8,43
DP 4-8	1,20	0,24	0,20	0,40	5,95
DP 8-11	0,60	0,24	0,40	0,40	4,46
DP 11-12,5	3,80	0,24	0,06	0,40	4,71
DP 12,5-20	5,00	0,24	0,05	0,40	6,20
DP 20-23	66,00	0,24	0,00	0,40	8,18
DP 20-23	1,35	0,24	0,18	0,40	6,69
DP 23-27,5	1,25	0,24	0,19	0,40	7,43
DP 27,5-30	1,76	0,24	0,14	0,40	7,43
DP 30-35,5	1,76	0,24	0,14	0,40	7,43
DP 35,5-37	1,65	0,24	0,15	0,40	6,94
DP 37-44	3,00	0,24	0,08	0,40	7,43
DP44-46,5	1,22	0,24	0,20	0,40	8,18
Dp 46,5-	2,33	0,24	0,10	0,40	8,67
DP51,5-54	74,00	0,24	0,00	0,40	9,17



Bijlage 4 : Bepaling schematiseringfactoren macrostabiliteit binnen en buitenwaarts

De schematiseringfactor voor macrostabiliteit binnenwaarts is bepaald voor Dijkvak 0-11 waarbij 4 scenario's zijn uitgewerkt die in onderstaande tabel zijn weergegeven.

Dijkvak 0-11	Scenario's
Scenario 1	Stijghoogte binnenteen +0,5m
Scenario 2	Freatische lijn op WBN bij binnenkruinlijn
Scenario 3	1m dikkere deklaag
Scenario 4	1m dunnere deklaag

In onderstaande berekening is de schematiseringsfactor bepaald.

Gele cellen door gebruiker in te vullen!				Let op: Uitsluitend van toepassing bij het CSSM-materiaalmodel OI2014v4					
Macrostabiliteit CSSM									
Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :				1,160					
Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :				5,000		met			
Idem in termen van toelaatbare faalkans:				2,87E-07		$\gamma_n = 0,15\beta_{eis,den} + 0,41$			
Eerste keuze schematiseringsfactor:				1,100					
Stab. factoreis in ontwerpanalyse $F_{d,eis}$:				1,276					
Corresponderende β :				5,773					
Corresponderende faalkans:				3,89E-09					
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:				2,14E-09					
Basis stijghoogte NAP+10,5 m									
Si	P(Si)	$\Delta F_d(D;Si)$	$F_d(D; Si)$	β	$P_{sf}(D;Si)$	$P_{sf}(D; Si)*P(Si)$	Omschrijving afwijking:	S.F.	Vershil
1	0,55	0	1,276	5,773	3,89E-09	2,14E-09	Basisschematisering	1,06	
2	0,2	-0,1	1,176	5,107	1,64E-07	3,28E-08	Stijghoogte binnenteen +0,5 m	0,96	-0,1
3	0,05	-0,09	1,186	5,173	1,15E-07	5,75E-09	Freatisch lijn op WBN bij binnenkruin (ca. 1m stijging)	0,97	-0,09
4	0,1	0,05	1,326	6,107	5,09E-10	5,09E-11	1m dikkere deklaag	1,11	0,05
5	0,1	0,11	1,386	6,507	3,84E-11	3,84E-12	1m dunnere deklaag	1,17	0,11
6			1,276	5,773	3,89E-09	0,00E+00			
7			1,276	5,773	3,89E-09	0,00E+00			
8			1,276	5,773	3,89E-09	0,00E+00			
9			1,276	5,773	3,89E-09	0,00E+00			
10			1,276	5,773	3,89E-09	0,00E+00			

De schematiseringfactor voor macrostabiliteit buitenwaarts is bepaald voor dijkvak 0-11 waarbij 4 scenario's zijn uitgewerkt die in onderstaande tabel zijn weergegeven.

Dijkvak 0-11	Scenario's
Scenario 1	1m dikkere deklaag
Scenario 2	1m dunnere deklaag
Scenario 3	Buitentalud steiler, 1:2,8
Scenario 4	Buitentalud volledig verzadigd



Gele cellen door gebruiker in te vullen!				Let op: Uitsluitend van toepassing bij het CSSM-materiaalmodel OI2014v4			
Macrostabiliteit CSSM							
Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :				1,090			
Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_{req} :				4,533			
Idem in termen van toelaatbare faalkans:				2,90E-06		met $\gamma_n = 0,15\beta_{eis,dsn} + 0,41$	
Eerste keuze schematiseringsfactor:				1,050			
Stab. factoreis in ontwerpanalyse $F_{d,eis}$:				1,145			
Corresponderende β :				4,897			
Corresponderende faalkans:				4,87E-07			
Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans:				3,36E-07			
S _i	P(S _i)	$\Delta F_d(D;S_i)$	F _d (D; S _i)	β	P _s f (D;S _i)	P _s f(D; S _i)*P(S _i)	Omschrijving afwijking:
1	0,69	0	1,145	4,897	4,87E-07	3,36E-07	Basisschematisering
2	0,1	0	1,145	4,897	4,87E-07	4,87E-08	1m dikkere deklaag
3	0,1	0	1,145	4,897	4,87E-07	4,87E-08	1m dunnere deklaag
4	0,1	-0,02	1,125	4,763	9,52E-07	9,52E-08	buitentalud steiler, 1:2,8
5	0,01	-0,18	0,965	3,697	1,09E-04	1,09E-06	buitentalud volledig verzadigd
6			1,145	4,897	4,87E-07	0,00E+00	
7			1,145	4,897	4,87E-07	0,00E+00	
8			1,145	4,897	4,87E-07	0,00E+00	
9			1,145	4,897	4,87E-07	0,00E+00	
10			1,145	4,897	4,87E-07	0,00E+00	
Totale faalkans S₁ ... S₁₀ :						1,62E-06	
$\Delta F_d(D;S_i)$ geeft toename van F _d (D) tov stabiliteitsfactoreis bij aanname van scenario S _i							
						dit is 56% van de toelaatbare kans	
indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is							

Bijlage 5 : Beschouwde varianten en overzicht berekeningsresultaten macrostabiliteit

Vakindeling

Voor macrostabiliteit zijn 3 vakken beschouwd:

- Dp0-11 (beperkte ruimte, bebouwd).
- Dp11-12,5 (Rijnhaven, met veenlaag)
- Dp20-52 (landelijk gebied)

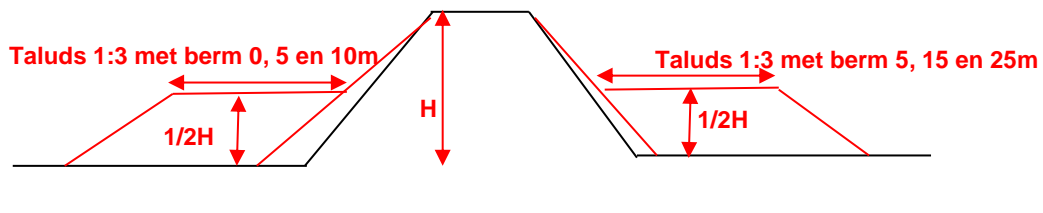
Maatgevende doorsnede

Per vak is een maatgevend profiel opgesteld met:

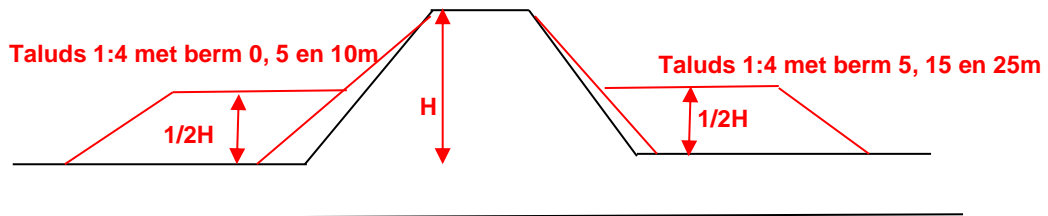
- Maximale kruinhoogte
- Minimaal maaiveldniveau voorland
- Minimaal maaiveldniveau achterland
- Steilst buitentalud
- Steilst binnentalud
- Dikste deklaag

Beschouwde versterkingsvarianten

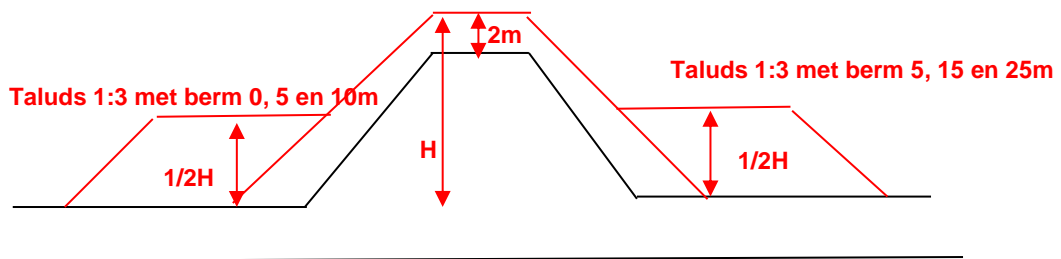
Variant 1: huidige hoogte, taluds 1:3



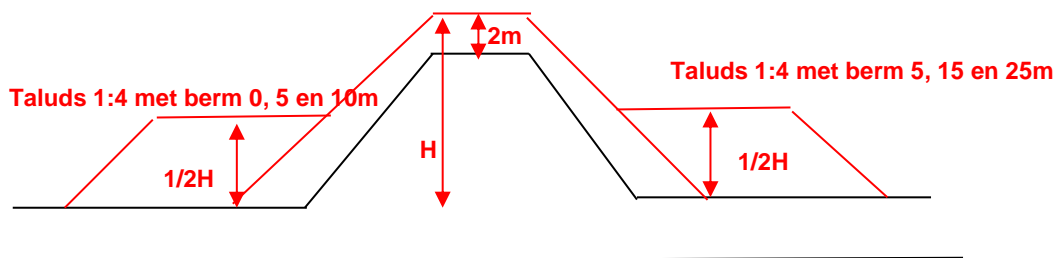
Variant 2: huidige hoogte, taluds 1:4



Variant 3: hoogte kruin +2m, taluds 1:3

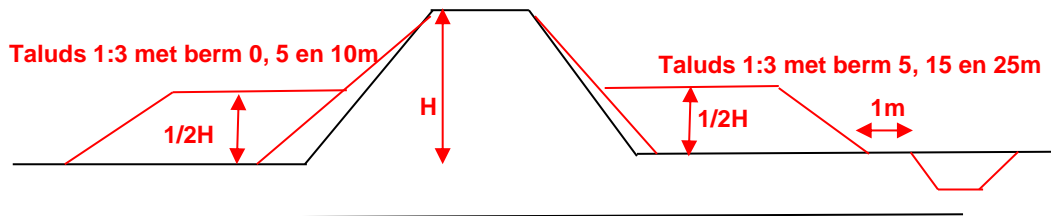


Variant 4: hoogte kruin +2m, taluds 1:4



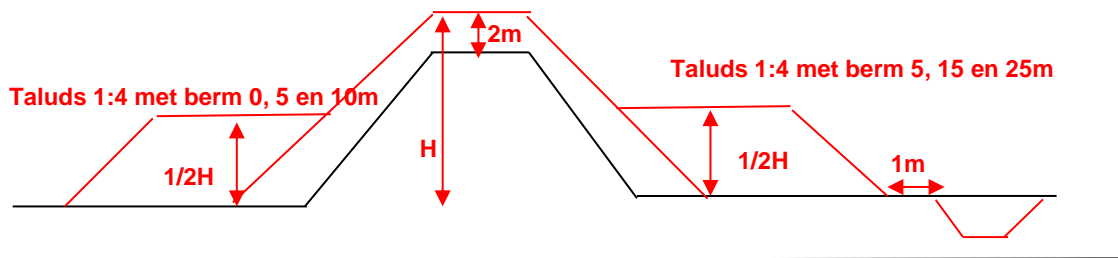
Variant 5: huidige hoogte, taluds 1:3, teensloot/drain

- Teensloot 1,5m diep, taluds 1:2, 3m afstand tussen teen dijk en insteek sloot.
- Stijghoogte in sloot gelijk aan maaiveld (dus geen grenspotential en geen opbarstzone!).



Variant 6: hoogte kruin +2m, taluds 1:4, teensloot/drain

- Teensloot 1,5m diep, taluds 1:2, 3m afstand tussen teen dijk en insteek sloot.
- Stijghoogte in sloot gelijk aan maaiveld (dus geen grenspotential en geen opbarstzone).



Berekeningsresultaten

In onderstaande tabellen zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen weergegeven voor drie dijktrajecten en voor de varianten zoals hierboven beschreven. Indien een vak groen is gearceerd wordt er voldaan aan de stabiliteits eis.

Berekeningsresultaten voor DP 0-11

DP 0-11											
	Huidige situatie	Variant 1 (Talud 1:3)			Variant 2 (Talud 1:4)			Variant 2a	Variant 3 ((H+2m talud 1:3)		
		B1 =5m	B2 =15m	B3 =	B1 =5m	B2 =15m	B3	(talud 1:4,5 STBU)	B1 =5m	B2 =15m	B3
STBI normaal S.F. ≥ 1,35	0,56	1,06	1,72		1,37	1,88			1,34	1,87	
STBI verzadigd S.F. ≥ 0,95	0,19	0,04	0,1		0,06	0,1			0,1	0,11	
STBU S.F. ≥ 1,21	0,81	0,90	1,30	1,61	1,11	1,46		1,21	0,82	1,21	1,49

DP 0-11											
	Huidige situatie	Variant 4 (H+2m talud 1:4)			Variant 4a	Variant 5 (Talud 1:3 +sloot)			Variant 6 (H+2m talud 1:4 + sloot)		
		B1 =5m	B2 =10m	B3 =15m	(H+2m talud 1:4,5)	B1	B2	B3	B1 =5m	B2 =15m	B3
STBI normaal S.F. ≥ 1,35	0,56	1,59				1,55	2,12		2		
STBI verzadigd S.F. ≥ 0,95	0,19	0,22	0,39	0,11		0,79		0,68	0,97	0,73	1,01
STBU S.F. ≥ 1,21	0,81	1,10	1,45		1,20	-	-	-	-	-	-

Berekeningsresultaten voor DP 11-12,5



DP 11-12,5										
Huidige situatie		Variant 1 (Talud 1:3)			Variant 2 (Talud 1:4)			Variant 3 ((H+2m talud 1:3)		
NAP+7 / NAP+8		B1	B2	B3	B1	B2	B3	B1	B2	B3
STBI normaal S.F. ≥ 1,35	0,82/0,84	1,44	2,14		1,62					
STBI verzadigd S.F. ≥ 0,95	0,55/0,56	1,16	1,86		1,39					
STBU S.F. ≥ 1,21	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-

DP 11-12,5										
Huidige situatie		Variant 4 (H+2m talud 1:4)			Variant 5 (Talud 1:3 +sloot)			Variant 6 (H+2m talud 1:4 + sloot)		
NAP+7 / NAP+8		B1	B2	B3	B1	B2	B3	B1	B2	B3
STBI normaal S.F. ≥ 1,35	0,82/0,84				1,68					
STBI verzadigd S.F. ≥ 0,95	0,55/0,56				0,66	1,8				
STBU S.F. ≥ 1,21	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Berekeningsresultaten voor DP 20-52

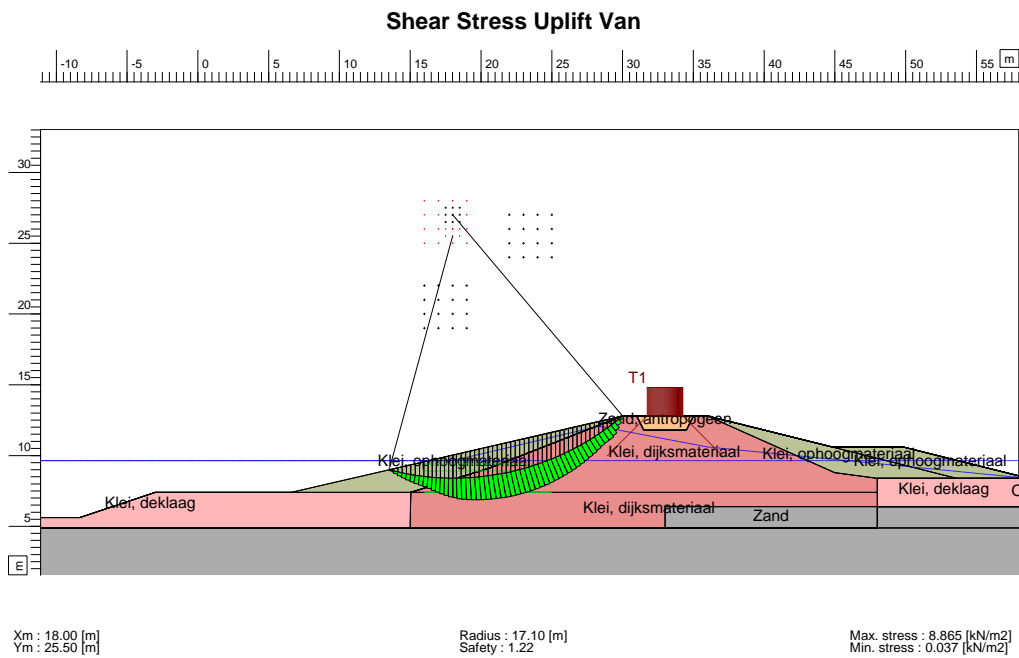
DP 20-52													
Huidige situatie		Variant 1 (Talud 1:3)			Variant 2 (Talud 1:4)			Variant 2a (talud 1:4)		Variant 3 ((H+2m talud 1:3)			
NAP+7 / NAP+8		B1	B2	B3=10m	B1	B2	B3=10m	B1	B2	B3=10m	B1	B2	B3=10m
STBI normaal S.F. ≥ 1,35	0,39	1,03	1,53	1,35	1,12	1,68	1,49			1,04	1,7	1,49	
STBI verzadigd S.F. ≥ 0,95	0,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
STBU S.F. ≥ 1,21	0,84	0,92	1,34	1,60	1,13	1,50		1,22	0,83	1,21			

DP 20-52												
Huidige situatie		Variant 4 (H+2m talud 1:4)			Variant 4a (H+2m talud 1:4,5)	Variant 5 (Talud 1:3 +sloot)			Variant 6 (H+2m talud 1:4 + sloot)			
NAP+7 / NAP+8		B1	B2	B3=0m	B1	B2	B3	B1	B2	B3=0m	B4 zonder berm zonder ophoging	
STBI normaal S.F. ≥ 1,35	0,39	1,55		1,13		1,39		1,85	1,56		1,34	
STBI verzadigd S.F. ≥ 0,95	0,23	-	-	-		0,56	0,72	1,02	???			
STBU S.F. ≥ 1,21	0,84	1,08	1,46		1,18							



Bijlage 6 : Grafisch resultaat macrostabiliteit buitenwaarts

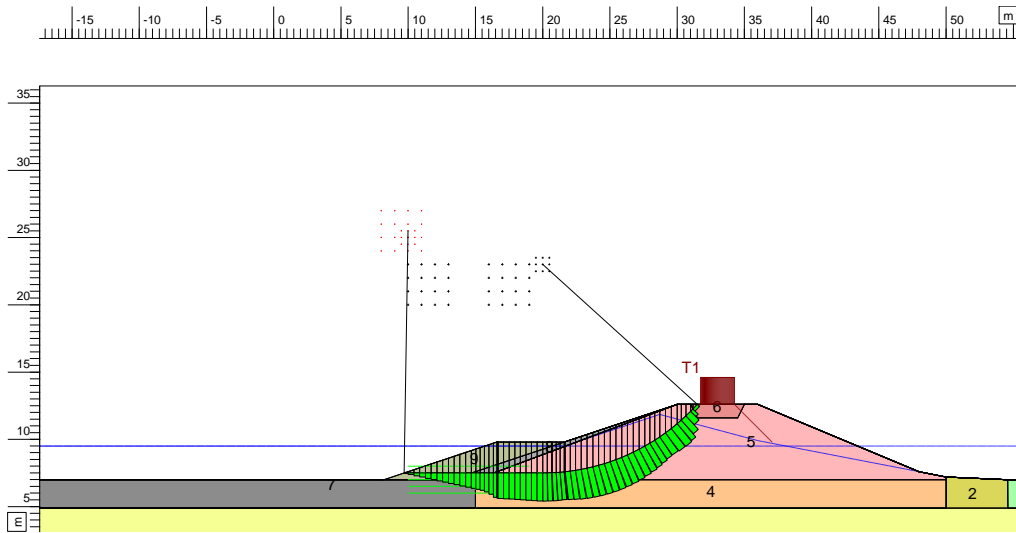
In deze bijlage zijn een aantal typerende berekeningsresultaten voor macrostabiliteit binnenwaarts grafisch gepresenteerd.



DP 0-11, talud 1v:4,5h, geen berm



Shear Stress Uplift Van



Xm : 10.00 [m]
Ym : 25.50 [m]

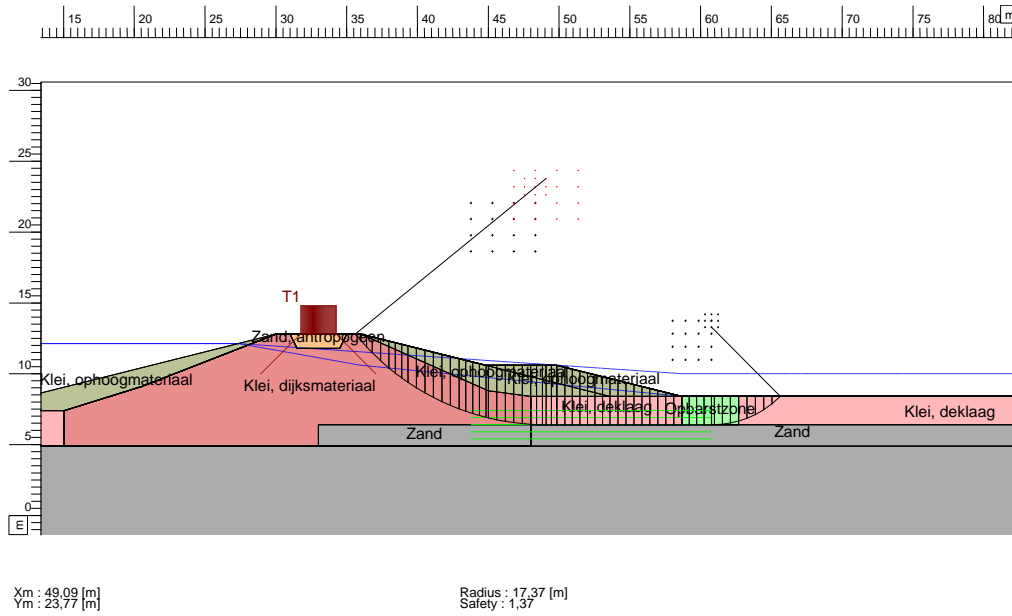
Radius : 18.00 [m]
Safety : 1.34

Max. stress : 11.027 [kN/m²]
Min. stress : 0.163 [kN/m²]

DP 20-52, talud 1v:3h, berm 5 m

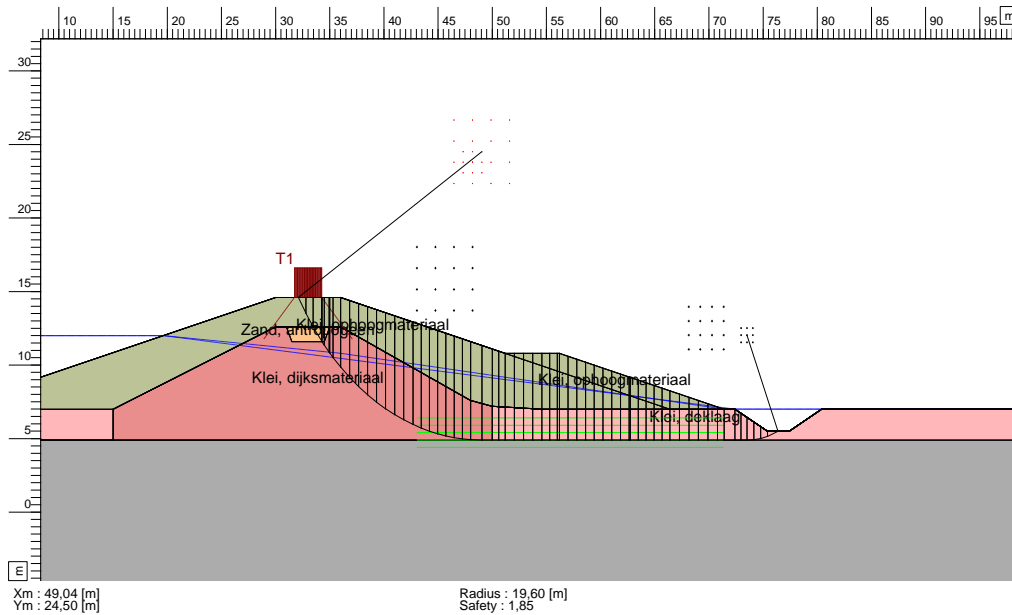


Slip Plane Uplift Van



DP0-11 variant 2B1 normaal, talud 1v: 4h + berm 5m

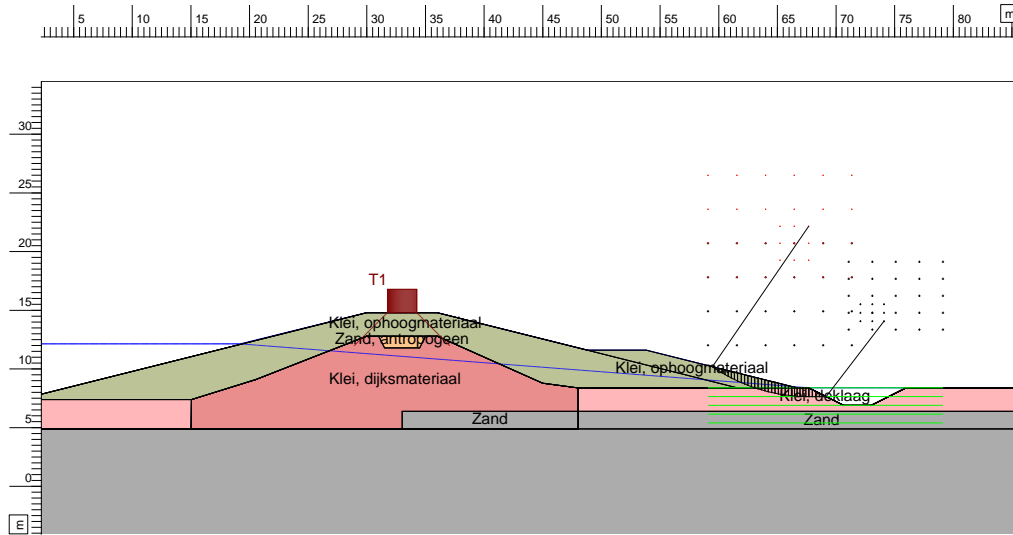
Slip Plane Uplift Van



DP 20-52 variant 6B1 normaal, talud 1v:4h + berm + drain



Slip Plane Uplift Van



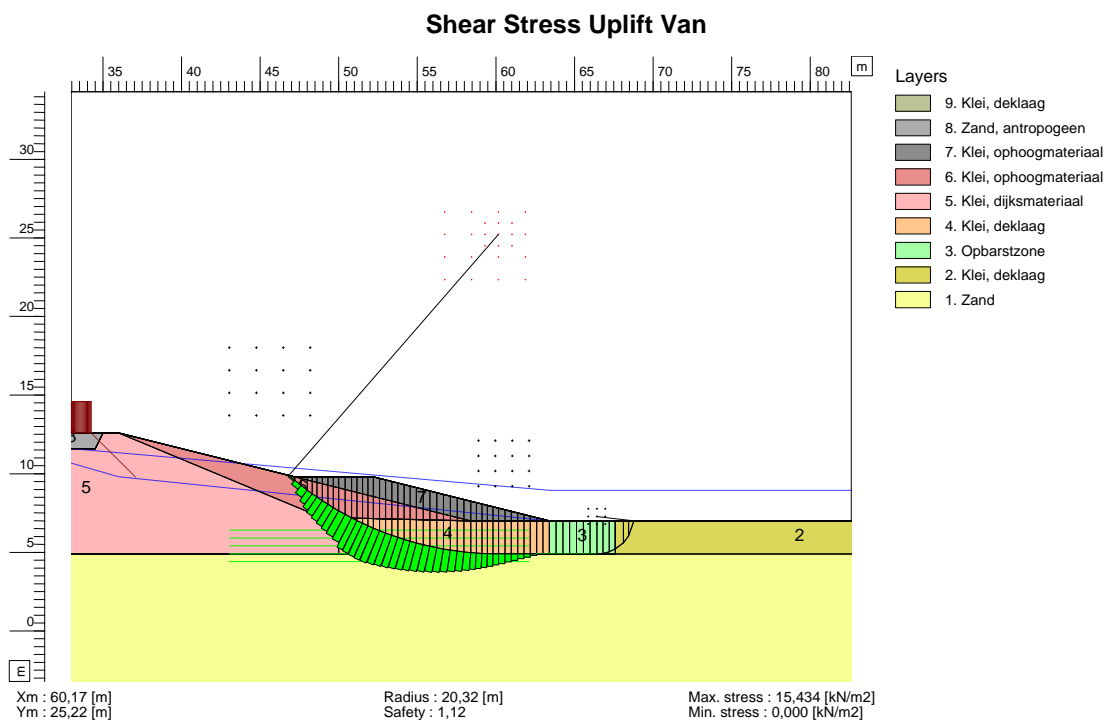
Xm : 67,68 [m]
Ym : 22,16 [m]

Radius : 14,51 [m]
Safety : 0,97

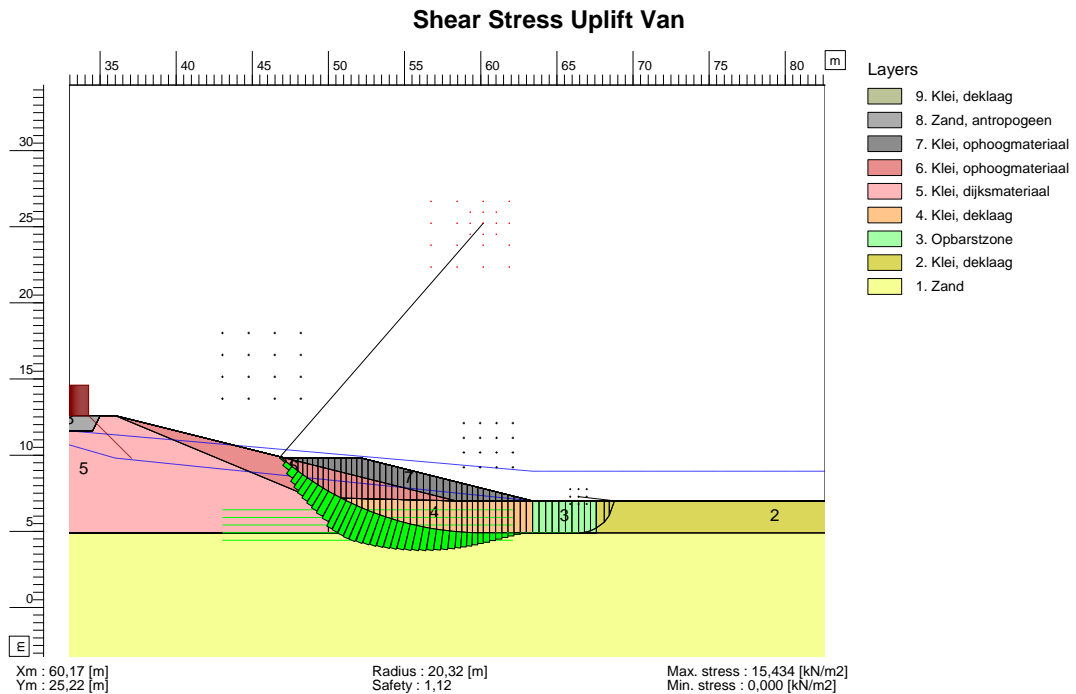
DPO-11 variant 6B1 verzadigd, talud 1v:4h +berm 5m + drain

Bijlage 8 : Gevoeligheidsanalyse sterkte opbarstzone

De sterkteparameters in de opbarstzone moet conform [SHM 2016] gelijk aan 0 (nul) worden genomen. Op dit moment vind onderzoek door de POV Macrostabieliteit plaats om te onderzoeken of deze aanname geoptimaliseerd kan worden. De indruk bestaat namelijk dat deze aanname erg conservatief is en dit een grote invloed op het ontwerp kan hebben. Daarom is voor één versterkingsvariant een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd om het effect van een grotere sterkte in deze zone te onderzoeken. Hiertoe is in de opbarstzone de sterkteparameters ϕ'_{cs} (er wordt conform [SHM 2016] een cohesie gelijk aan 0 (nul) gehanteerd) gehalveerd tot $\phi'_{cs;kar} = 15,9^\circ$. De resulterende glijcirkels voor de situatie met sterkteparameters nul en gehalveerde sterkteparameters zijn hieronder weergegeven.



Dijkversterkingsvariant met taluds 1v:4h en een berm van 5m, sterkteparameters opbarstzone 0 ($\phi'_{cs;kar} = 0^\circ$, $c'=0\text{kPa}$), sterkteparameters conform [LCF 2018b].

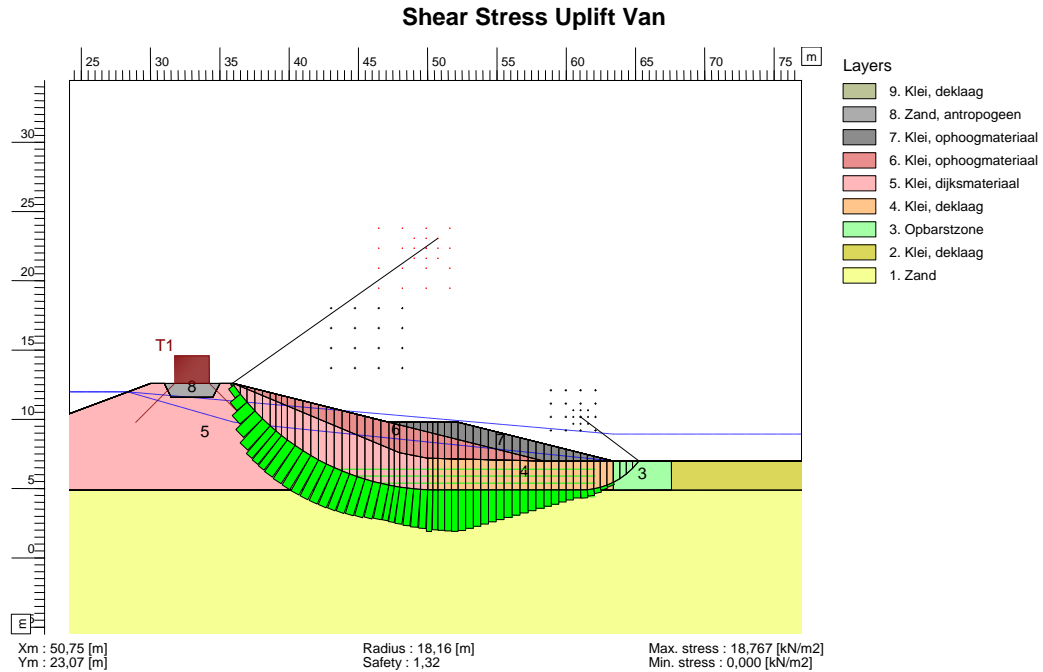


Dijkversterkingsvariant met taluds 1v:4h en een berm van 5m, sterkteparameters opbarstzone 50% ($\phi'_{cs, kar} = 15,9^\circ$, $c' = 0 \text{ kPa}$), sterkteparameters conform [LCF 2018b]

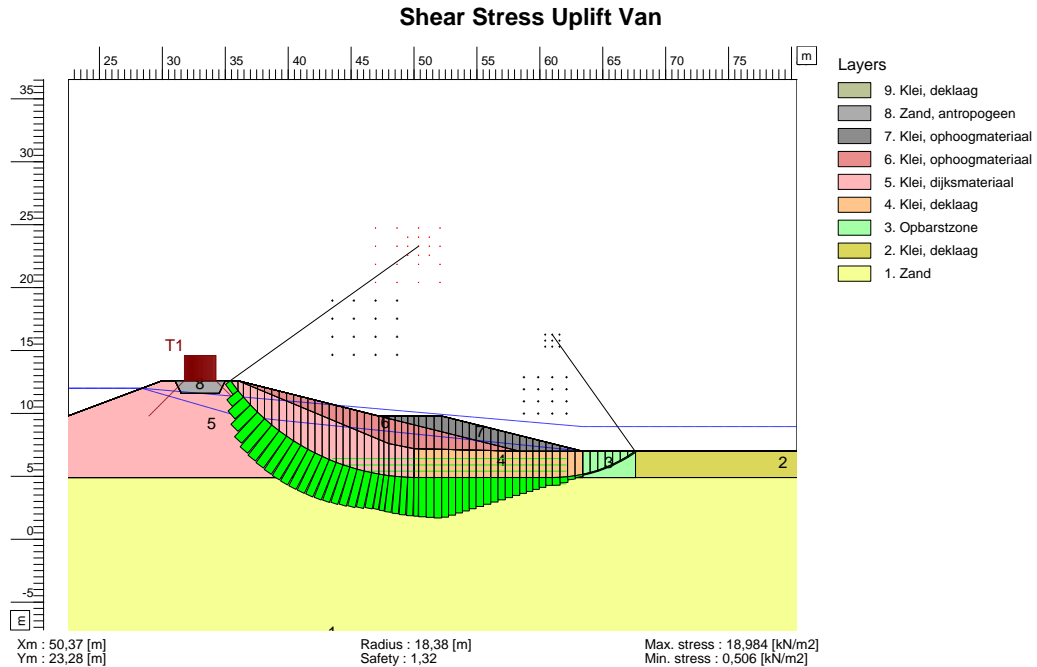
Uit de berekeningsresultaten blijkt dat het toepassen van hogere sterkteparameters in de opbarstzone een verwaarloosbaar effect op de stabiliteitsfactor heeft. Dit wordt veroorzaakt doordat er geen cohesie in rekening wordt gebracht en de effectieve spanningen in de opbarstzone zeer klein of zelfs nul zijn.

Uit bovenstaande kan geconcludeerd worden dat, bij de huidige sterkteparameters, het hanteren van hogere sterkteparameters geen significant effect op het versterkingsontwerp heeft.

Er is ook een analyse uitgevoerd, waarbij een beperkte cohesie van 1kPa aan de kleilagen is toegevoegd. De resultaten hiervan zijn hieronder toegevoegd.



Dijkversterkingsvariant met taluds 1v:4h en een berm van 5m, sterkteparameters opbarstzone 0 ($\phi'_{cs;kar} = 0^\circ$, $c' = 0 \text{ kPa}$), overige kleilagen cohesie van 1kPa toegevoegd t.o.v. 'standaard' parameters conform [LCF 2018b].



Dijkversterkingsvariant met taluds 1v:4h en een berm van 5m, sterkteparameters opbarstzone 0 ($\phi'_{cs;kar} = 15,9^\circ$, $c'=0,5\text{kPa}$), overige kleilagen cohesie van 1kPa toegevoegd t.o.v. 'standaard' parameters conform [LCF 2018b].

Uit deze analyse blijkt dat het toevoegen van zelfs een zeer beperkte cohesie al een grote invloed op de berekeningsresultaten heeft. Het effect van het meenemen van sterkte in de opbarstzone blijft echter verwaarloosbaar. Verwacht wordt dat pas bij hogere waarden voor de cohesie een significant effect op zal treden.