



Nota Veiligheidsopgave

Dijkversterking Jaarsveld- Vreeswijk

Opdrachtgever: Hoogheemraadschap De Stichtse
Rijnlanden

Organisatie
Lievense Infra B.V.

Telefoon
+31 (0)88 910 20 00

Projectnummer
WAB0103881

Adres
Tramsingel 2
4814 AB Breda

Datum
7 april 2021

Documentnummer
JAV_4.3.4_v2

Colofon

Rapporthistorie

v0	8 december 2020	Concept
v1	15 februari 2021	Concept met aanvullingen
v2	17 maart	Eindconcept
V4	7 april	Definitief

Contactgegevens

WSP

+31 88 9102000

nl.info@wsp.com

Ringwade 41, 3439 LM Nieuwegein, Nederland

1 Autorisatie

Projectnummer	Documentnummer	Versie	Status
WAB0103881	JAV_4.3.4_v2	v4	Definitief

Opgesteld door	Functie	Datum	Paraaf
L. Barendsen W. Bartels M. Kriebel A. Broere I.C. Perez Gomez	Adviseur Waterveiligheid Adviseur Waterveiligheid en Geohydrologie Adviseur Waterveiligheid Adviseur Waterveiligheid Ingenieur-Constructeur	7-4-2021	
Geverifieerd door	Functie	Datum	Paraaf
B. de Groot	Projectleider waterveiligheid	7-4-2021	
Akkoord projectleider	Functie	Datum	Paraaf
P. Nijenhuis	Technisch Manager		

Inhoudsopgave

1	Inleiding	6
1.1	Projectbeschrijving	6
1.1.1	Programma Sterke Lekdijk	6
1.1.2	Traject Jaarsveld-Vreeswijk	7
2	Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)	9
2.1	Uitgangspunten	10
2.2	Resultaten	11
2.2.1	Samenvatting resultaten veiligheidsoordeel STBI	11
2.2.2	Resultaten gevoeligheidsanalyse	14
2.2.3	Vergelijking veiligheidsopgave met WBI-beoordeling middels glijvlakken	15
2.3	Conclusies	16
3	Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)	18
3.1	Quickscan op hellingklassen	18
3.2	Eenvoudige toets	19
3.3	Gedetailleerde toets	19
3.4	Vervolg	20
4	Piping (STPH)	21
4.1	Methode	21
4.2	Uitgangspunten Gevoeligheidsanalyse	22
4.2.1	Korrel diameter (d_{70})	22
4.2.2	Doorlatendheid watervoerend pakket (k_{zand})	23
4.2.3	Dikte watervoerend pakket (D_{zand})	23
4.2.4	Beschikbaar voorland	23
4.2.5	Dikte deklaag (D_{dek}) achterland	24
4.3	Resultaten deelfaalmechanisme 'terugschrijdende erosie'	24
4.3.1	Basissom	24
4.3.2	Gevoeligheidsanalyse	25
4.4	Resultaten deelfaalmechanisme 'opbarsten'	30
4.5	Conclusies	31
4.6	Samengevoegd beeld pipingopgave	33
4.7	Aanbevelingen	37
5	Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	38
5.1	Methode	38
5.2	Uitgangspunten	38
5.3	Resultaten	39
5.4	Conclusies	41
5.5	Aanbevelingen	41

6	Grasbekleding erosie kruin & binnentalud (GEKB)	42
6.1	Methode	42
6.2	Uitgangspunten	42
6.2.1	Uitgangspunten – algemeen	42
6.2.2	Uitgangspunten – deterministisch	43
6.2.3	Uitgangspunten – probabilistisch	43
6.3	Resultaten	43
6.3.1	Deterministische toets	43
6.3.2	Probabilistische toets	44
6.4	Conclusies	45
6.5	Aanbevelingen	45
7	Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)	46
7.1	Methode	46
7.2	Uitgangspunten	46
7.3	Resultaten	46
7.4	Conclusies	47
8	Grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI) en Microstabiliteit (STMI)	48
8.1	Methode	48
8.2	Uitgangspunten	48
8.2.1	Gebruikte parameters	48
8.3	Resultaten	49
8.3.1	Eenvoudige toets	49
8.3.2	Gedetailleerde toets	49
8.4	Conclusies	49
8.5	Aanbevelingen	50
9	NWO's	51
10	Kunstwerken	52
10.1	Methode	52
10.2	Uitgangspunten	52
10.3	Beschrijving kunstwerken	53
10.3.1	Gemeentesluis	53
10.3.2	Rijkshulpschutsluis	57
10.3.3	Effluentleiding	58
10.4	Resultaten	59
10.4.1	Gemeentesluis	59
10.4.2	Rijkshulpschutsluis	60
10.4.3	Effluentleiding	60
10.5	Conclusie	61
10.6	Aanbevelingen	62
10.6.1	Gemeentesluis	62
10.6.2	Rijkshulpschutsluis	63

10.6.3	Effluentleiding	64
11	Ontlaststelsel Jaarsveld	65
11.1	Het ontlaststelsel en de waterveiligheid	65
11.2	Opties voor de waterveiligheid	65
11.3	Methode	66
12	Referenties	67
Bijlage A:	Gevoeligheidsanalyse STPH	69
	Invoer Basissom:	69
	Pipingopgave:	70
	Ruimtebeslag	78
	Samengevoegd beeld van de pipingopgave	84
Bijlage B:	GEBU parameters & resultaten BM Gras Buitentalud	88
Bijlage C:	GEKB parameters & resultaten deterministische toets	89
Bijlage D:	GEKB parameters & resultaten probabilistische toets	98
Bijlage E:	Resultaten GABI en STMI	100
Bijlage F:	Toetsing kunstwerken	105
	Hoogte (HTKW)	106
	Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)	109
	Piping (PKW)	113
	Sterkte en Stabiliteit (STKWp)	118
Bijlage G:	STBI – Dagelijkse waterstand	123
Bijlage H:	Scheepsgolven in voorhavens	126

1 Inleiding

In dit document wordt voor het traject Jaarsveld-Vreeswijk de voorlopige veiligheidsopgave voor grondlichamen met zichtjaar 2073 en kunstwerken met zichtjaar 2123 beschreven. Voor elk faalmechanisme staan de gehanteerde methode, uitgangspunten en resultaten in een apart hoofdstuk.

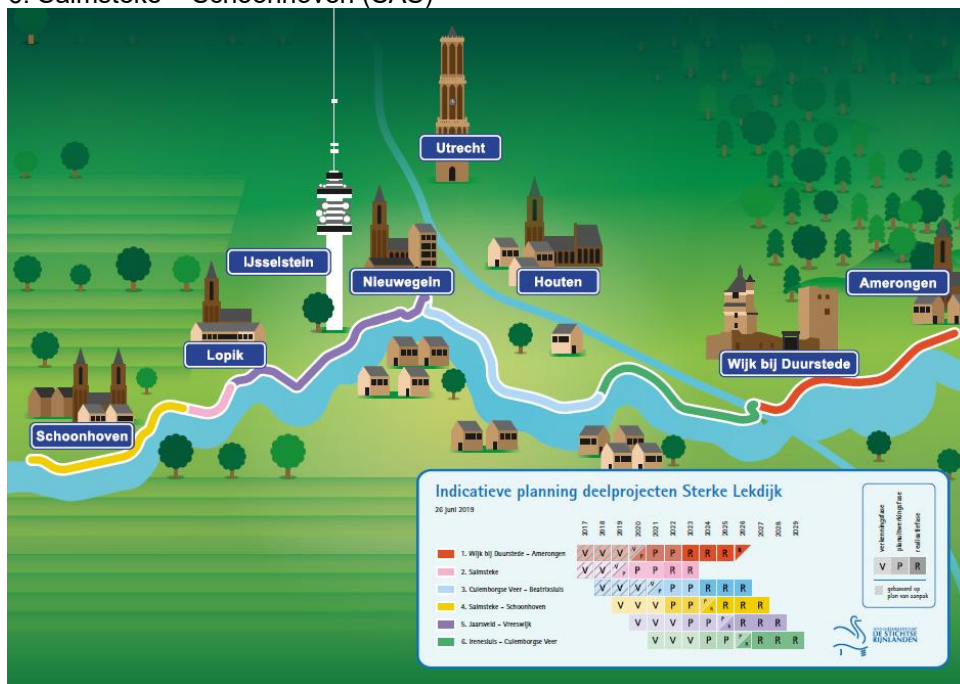
1.1 Projectbeschrijving

1.1.1 Programma Sterke Lekdijk

Onder de noemer Sterke Lekdijk werkt Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden (hierna: HDSR) aan het versterken van de 55 kilometer lange Lekdijk tussen Amerongen en Schoonhoven (Figuur 1-1). De Lekdijk is in beheer en onderhoud van HDSR. De dijk is bijna 1000 jaar oud en beschermt een groot deel van Midden- en West-Nederland tegen overstroming van de Lek en Nederrijn. HDSR heeft de taak om de dijk aan de nieuwe normering van de Waterwet te laten voldoen. Daarvoor is het programma Sterke Lekdijk opgezet.

Het programma Sterke Lekdijk is onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma en is verdeeld in zes deelprojecten, van oost naar west (Figuur 1-1):

1. Amerongen – Wijk bij Duurstede (WAM).
2. Irenesluizen – Culemborgse Veer (ICU).
3. Culemborgse Veer – Beatrixsluis (CUB)
4. Jaarsveld - Vreeswijk (JAV)
5. Salmsteke
6. Salmsteke – Schoonhoven (SAS)

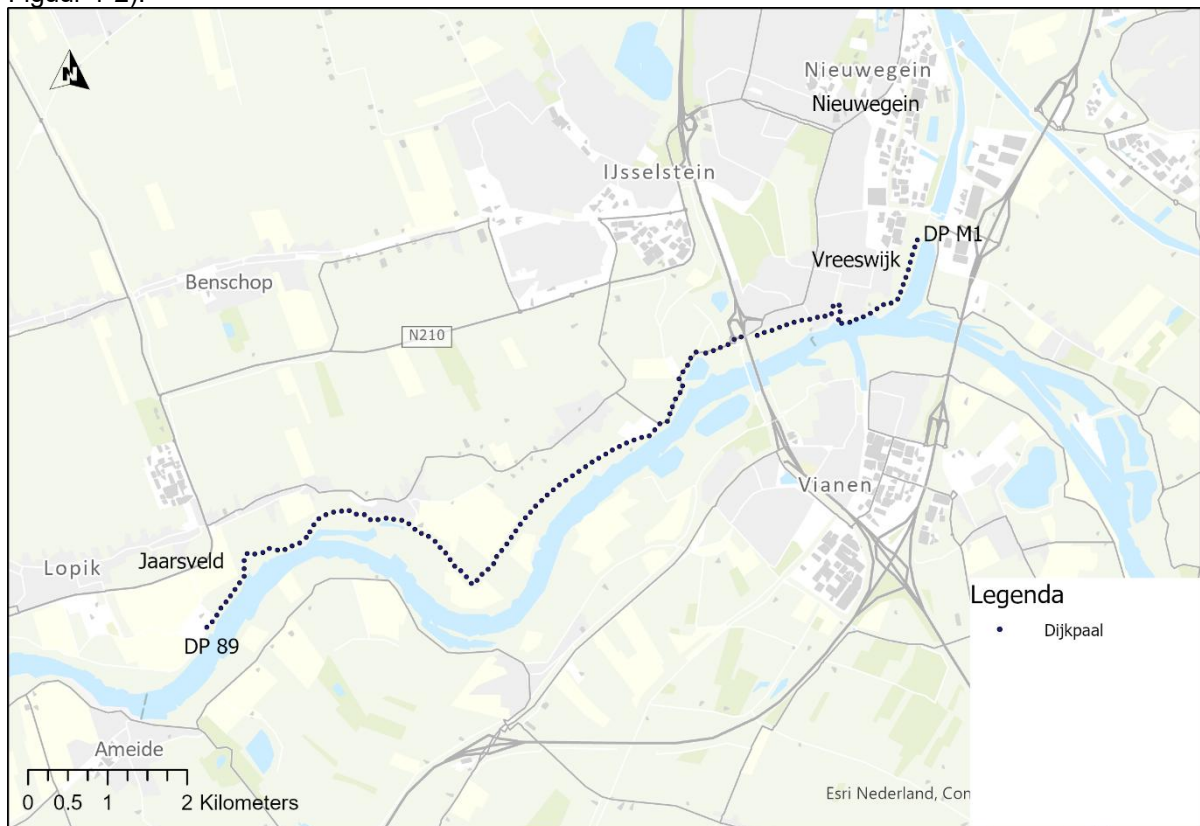


Figuur 1-1: Dijkversterkingsprogramma Sterke Lekdijk, met deelproject Jaarsveld-Vreeswijk (JAV) [2]

De projecten worden beheerst conform de werkwijze Meerjarenprogramma Infrastructuur, Ruimte en Transport (MIRT). Deze werkwijze bestaat uit fasen: Verkenningfase (huidige fase), Planuitwerkingsfase en Realisatiefase. Dit document is een product van de Verkenningfase.

1.1.2 Traject Jaarsveld-Vreeswijk

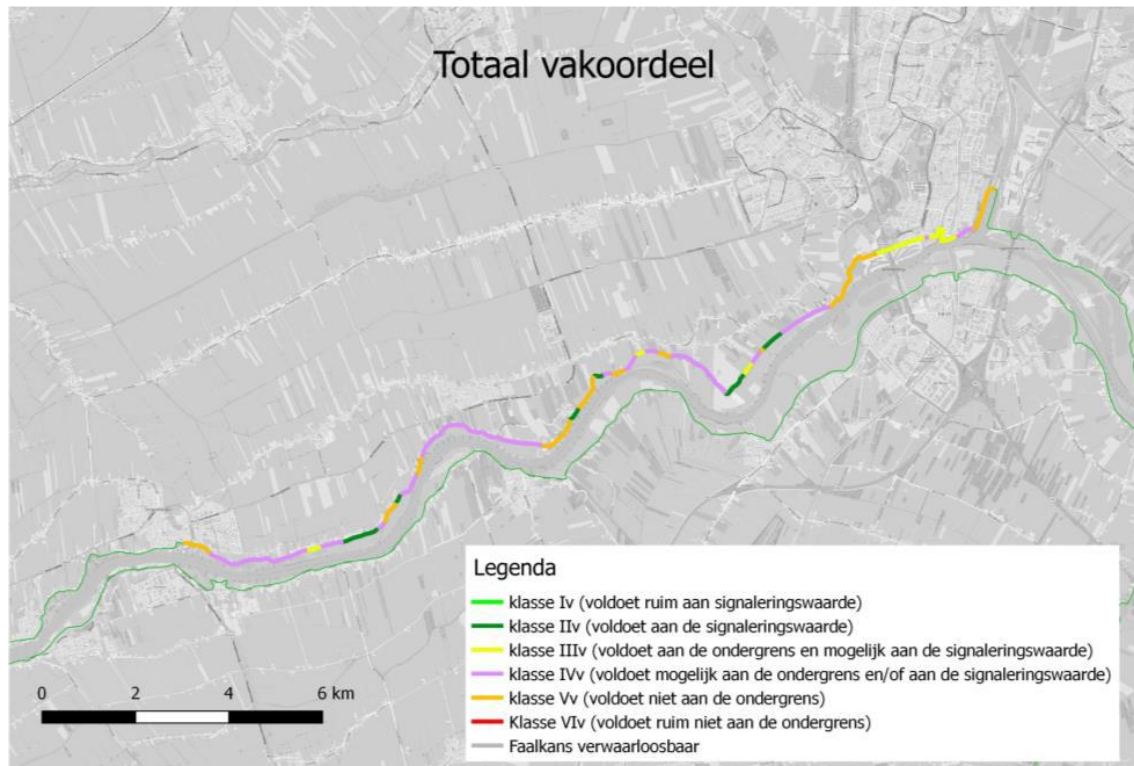
Het traject Jaarsveld-Vreeswijk (JAV) maakt onderdeel uit van dijktraject 15-1, dat loopt van de Beatrixsluizen bij Nieuwegein tot Schoonhoven. Het deeltraject JAV heeft een lengte van 12,8 km en ligt tussen DP M1 (ten oosten bij de Beatrixsluizen) en DP 89 (ten westen, bij Jaarsveld, Figuur 1-2).



Figuur 1-2: Deeltraject Jaarsveld – Vreeswijk

Voorafgaand aan de Verkenningfase JAV is binnen de Project Overstijgende Verkenning (POV) Centraal Holland onderzocht welk deel van de primaire waterkeringen langs de Nederrijn en Lek versterkt moet worden. In eerste instantie is een globale toetsing [33] uitgevoerd, deze toetsing betrof een bureaustudie waarbij gebruik is gemaakt van reeds aanwezige gegevens uit VNK2 (Veiligheid Nederland in Kaart) en de derde toetsronde primaire waterkeringen. Vervolgens is een gedetailleerde toetsing uitgevoerd waarvoor grondonderzoek is uitgevoerd en gebruik is gemaakt van nieuwe inzichten. Hierna is een aanscherping op de gedetailleerde toets [34] uitgevoerd aangezien relatief kort na afronding van de gedetailleerde toets het Wettelijk Beoordelings Instrumentarium (WBI) 2017 gereed is gekomen. Vervolgens is in 2018 een veiligheidsbeoordeling (Veiligheidsoordeel normtraject 15-1, [7]) uitgevoerd conform WBI2017 [13].

Op basis van de uitgevoerde veiligheidsanalyse is een veiligheidsoordeel per dijkvak bepaald (Figuur 1-3). Zoals te zien is in Figuur 1-3, voldoet een groot aantal dijkvakken niet aan de maximaal toelaatbare overstromingskans/signaleringswaarde (voor zichtjaar 2023).



Figuur 1-3: Veiligheidsoordeel conform WBI2017 per dijkvak voor normtraject 15-1 [7]

2 Macrostabiliiteit binnenwaarts (STBI)

Voor de analyse van macrostabiliiteit binnenwaarts is het dijktraject ingedeeld in vakken. Deze opdeling is gebaseerd op de geometrie van de dijk en de grondopbouw onder de dijk, maar ook op omgevingsfactoren als hoogte voor/achterland, aanwezigheid waterpartijen en bebouwing. Gezocht is naar een vakindeling waarbij het dijktraject nog niet te veel wordt opgeknipt in losse vakken die alle variaties apart zouden beschrijven.

De redenering die nu is gevolgd is dat eerst met grotere vakken een goed beeld van de variatie in stabiliteit wordt bepaald. Dit heeft geresulteerd in 15 dijkvakken (zie Tabel 2-1) waarbij de vakken in het stedelijk gebied in het oosten korter zijn dan in het landelijk gebied in het westen. Voor elk vak is eerst een 'basissom' opgezet. Dit is een ongunstig geschematiseerd profiel maar wel een profiel dat daadwerkelijk voorkomt en dus niet een profiel dat is samengesteld uit de meest ongunstig eigenschappen vanuit het gehele dijkvak (bijv. combineren van geometrie in het oosten en bodemopbouw in het westen van het vak).

Aan de hand van de schematisatie van de basissom en de rekenresultaten zijn vervolgens variaties bekeken binnen het vak in een gevoeligheidsanalyse. Op basis van de resultaten is de opgave bepaald per vak en hieraan is nadere duiding gegeven.

Tabel 2-1: STBI dijkvakindeling (voor nadere onderbouwing van vakgrenzen wordt verwezen naar de Notitie Technische Uitgangspunten [21]).

Dijkvak	Van	Tot
1	Beatrixsluizen	M9+50
2	M9+50	M11+00
3	M11+00	M14+50
4	M14+50	M18+50
5	M18+50	M22+00
6	M22+00	M35+00
7	M35+00	M39+50
8	M39+50	5+00
9	5+00	10+50
10	10+50	16+50
11	16+50	40+00
12	40+00	63+00
13	63+00	76+00
14	76+00	84+00
15	84+00	89+00

2.1 Uitgangspunten

Voor de veiligheidsopgave zijn de uitgangspunten die beschreven staan in de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21] gebruikt. Hieronder zijn de belangrijkste uitgangspunten herhaald en eventueel aangevuld:

- De bodemopbouw is met 'harde' overgangen geschematiseerd. Dit houdt in dat laagscheidingen niet met elkaar worden verbonden. Halverwege tussen onderzoeklocaties is een verticale scheiding aangebracht. De verticale scheiding tussen de kruin en de berm is op een afstand van 2/3 maal de horizontale afstand tussen binnenkruin en binnenteen van de binnenkruin geplaatst.
- De materiaalfactor (γ_m) bij het rekenen volgens CSSM bedraagt 1,0.
- De schadefactor γ_n voor STBI (zonder golfoverslag) bedraagt 1,16.
- De modelfactor γ_d voor LiftVan is 1,06, voor Spencer 1,07.
- De schematiseringfactor γ_b in de verkenningfase is 1,1 [21].
- De vereiste stabiliteitsfactor is een functie van bovenstaande factoren en bedraagt 1,36.
- Conform schematiseringshandleiding macrostabiliteit [16] zijn alleen glijvlakken beschouwd die de kruin of de bovenste helft van het talud doorsnijdt.
- De freatische lijn in het dijklichaam is conform tabel 10 van de Strategische Nota van Uitgangspunten [2] geschematiseerd.
- De dagelijkse waterstand is uitgewerkt in Bijlage G.
- Voor de schematisatie van de stijghoogten in het watervoerend pakket worden de modellen 4A en 4C conform TRWD [31] gehanteerd.
- De controle op opbarsten wordt uitgevoerd conform OI2014v4 [1].
- Als de opbarstveiligheid lager is dan 1,2 is bij deklagen dunner dan 4 m gerekend zonder geotechnische sterkte van de opbarstzone, de ϕ' of S zijn dan gelijk aan 0. Het volumegewicht blijft wel behouden.
- De breedte van de opbarstzone bedraagt 3x de deklaagdikte zodat de glijcirkel zeker door deze zone gaat, ook bij dunne deklagen.
- Het effect van de bodemdaling is meegenomen door een toeslag op de buitenwaterstand toe te passen.

De berekeningen voor macrostabiliteit binnenwaarts zijn uitgevoerd met de software D-GEO Suite Stability v20.03 van Deltares. Hierbij zijn de glijvlakmodellen Liftvan en Spencer gehanteerd [2].

2.2 Resultaten

2.2.1 Samenvatting resultaten veiligheidsoordeel STBI

In Tabel 2-2 is een samenvatting van de resultaten van de veiligheidsopgave van STBI weergegeven. Hierin is de basisberekening opgenomen waarbij de maatgevende geometrie met het grondonderzoek op die locatie is gecombineerd. Dit resulteert in conservatieve berekeningen waaruit een grote veiligheidsopgave volgt. Vanwege de grove vakindeling [21] zijn er binnen een dijkvak mogelijk enige variaties in geometrie en bodemopbouw. In een gevoeligheidsanalyse is met behulp van aanpassingen op de basisberekeningen het effect van de variaties op de stabiliteit onderzocht. Hierdoor kunnen binnen een dijkvak mogelijk alsnog gedeelten worden goedgekeurd. De resultaten van deze beschouwde variaties binnen de dijkvakken is ook opgenomen in Tabel 2-2. De beschouwde scenario's zijn nader beschreven in paragraaf 2.2.2.

Op basis van het beeld uit de basissom en de resultaten van de gevoeligheidsanalyse is met rekenmodel LiftVan bepaald wat de opgave (bandbreedte) is en is een duiding gegeven aan het resultaat. De vereiste stabiliteitsfactor voor LiftVan bedraagt 1,36.

Tabel 2-2: Resultaten van het veiligheidsoordeel STBI voor LiftVan

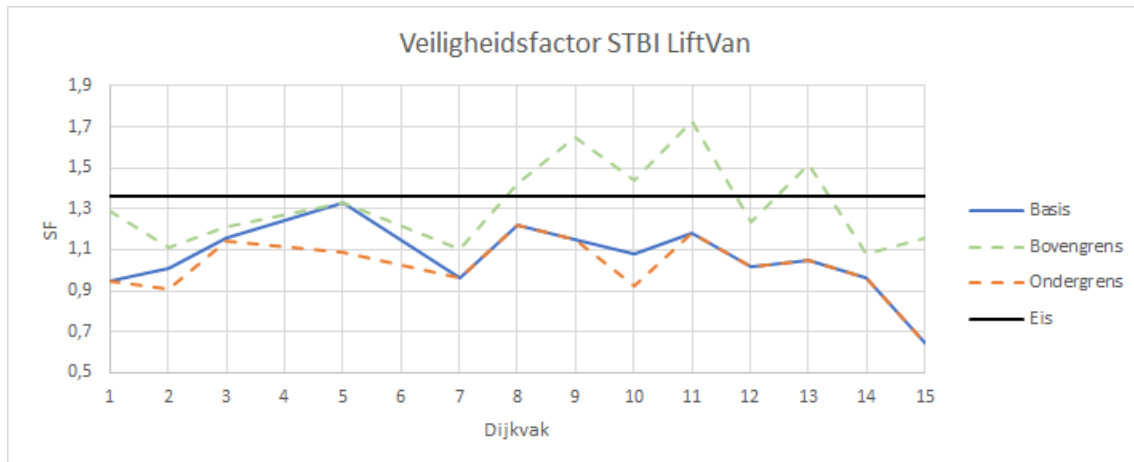
Dijkvak	Lengte [m]	Basissom SF* [-]	Bandbreedte SF** [-]	Mogelijke lengte goedkeuren binnen beschouwd dijkvak [m]	Opgave en duiding resultaat
1	950	0,95	0,95 – 1,29	0	Dijkvak voldoet niet.
2	150	1,01	0,91 – 1,11	0	Dijkvak voldoet niet.
3	350	1,16	1,14 – 1,21	0	Dijkvak voldoet niet.
4	400	-	-	400	Niet beschouwd: Hoge grond
5	350	1,33	1,09 – 1,33	0	Dijkvak voldoet niet.
6	1300	-	-	-	Niet beschouwd: Grondonderzoek ontbreekt.
7	450	0,96	0,96 – 1,10	0	Dit dijkvak voldoet niet.
8	500	1,22	1,22 – 1,42	400	De basissom van dit dijkvak voldoet niet en is geldig voor een ongunstige geometrie die over 100 m voorkomt. Een gevoeligheidsanalyse wijst uit dat het dijkdeel tussen DPM39,5 en DP4 wel voldoet.
9	550	1,15	1,15 – 1,65	0-250	De basissom van dit dijkvak voldoet niet. Een gevoeligheidsanalyse wijst uit dat er wel wordt voldaan bij een steunberm aan de binnenzijde. Deze is bij ongeveer 250 m aanwezig.
10	600	1,08	0,92 – 1,44	0-100	De basissom van dit dijkvak voldoet niet. Een dikke deklaag werkt gunstig, deze is

					waarschijnlijk aanwezig tussen DP13 en DP14.
11	2350	1,18	1,18 – 1,73	0-400	De basissom van dit dijkvak voldoet niet. Een gevoeligheidsanalyse wijst uit dat er locaties in het dijkvak aanwezig zijn waar de deklagen dun zijn waardoor er daar geen veiligheidsopgave is. Dit is het geval tussen dp25-27 en dp33-35, hier is ook een zandbaan aanwezig.
12	2300	1,02	1,02 – 1,24	0	Dijkvak voldoet niet.
13	1300	1,05	1,05 – 1,52	900-1.100	De basissom van dit dijkvak voldoet niet. Een gevoeligheidsanalyse wijst uit dat over 350 m (DP63-DP66,5) een gunstigere geometrie aanwezig is waar geen versterkingsopgave voor geldt. Daarnaast is verdeeld over het vak in een groot deel van het traject (ca. 900 m) een gunstigere bodemopbouw aanwezig waardoor er daar geen versterkingsopgave geldt.
14	800	0,96	0,96 – 1,08	0	Dijkvak voldoet niet.
15	500	0,64	0,64 – 1,16	0	Dijkvak voldoet niet.
Totaal	12.850			1.700-2650 (13-20%)	

*Resultaat basisberekeningen

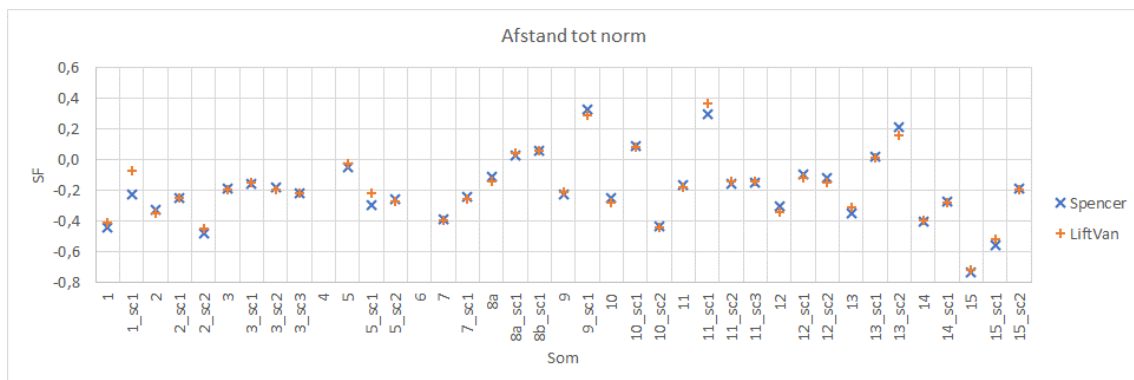
**Bandbreedte van gevoeligheidsanalyses, zie par2.2.2. In groen weergegeven SF's liggen boven de vereiste SF van 1,36.

In Figuur 2-1 zijn de resultaten voor LiftVan grafisch weergegeven. Deze grafiek geeft de mogelijke stabiliteitsfactoren die binnen een dijkvak kunnen voorkomen en geeft niet de stabiliteitsfactor van het dijkvak als geheel. Voor dijkvakken 8-13 zijn de variaties binnen het dijkvak groter waardoor de boven- en ondergrens verder uit elkaar liggen en er ook gedeelten voorkomen die voldaan aan de stabiliteitseisen. In een volgende fase is verfijning van deze dijkvakken zinvol.



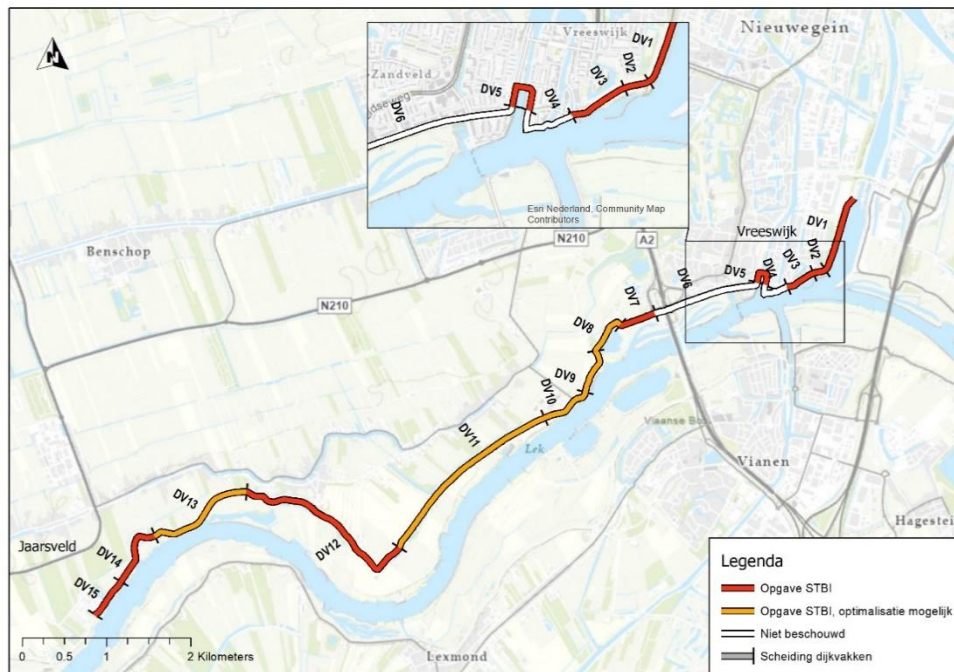
Figuur 2-1: Samenvatting resultaten STBI met bandbreedte van binnen dijkvak voorkomende SF

Ter onderbouwing van de resultaten van de LiftVan berekeningen, zijn alle basisberekeningen en scenario's ook met het glijvlakmodel Spencer doorgerekend. Aangezien de benodigde stabiliteitsfactor voor beide modellen verschilt, is voor het vergelijking de afstand tot de norm in Figuur 2-2 weergegeven. Hieruit volgt dat het verschil tussen methode LiftVan en methode Spencer nagenoeg overal minimaal is. Bij berekening 1_sc1 is het verschil wat groter omdat het glijvlak bij LiftVan gedeeltelijk door het pleistocene pakket gaat. De veiligheidsopgave is voor beide glijvlakmodellen gelijk.



Figuur 2-2: Vergelijking tussen de resultaten conform methode LiftVan – Spencer in afstand tot norm

De resultaten in Tabel 2-2 en Figuur 2-1 geven weer dat in elk dijkvak een opgave is voor stabiliteit binnenwaarts. Uit de beschouwde variaties op de basissom is af te leiden dat delen van enkele dijkvakken mogelijk wel goedgekeurd kunnen worden. Dijkvak 4 en dijkvak 6 zijn niet beschouwd in de berekeningen zoals beschreven in Tabel 2-2.



Figuur 2-3: Samenvatting resultaten STBI (legenda: witte bolletjes zijn niet beschouwd, dit is de Lekboulevard waar nog nader onderzoek plaatsvindt)

2.2.2 Resultaten gevoeligheidsanalyse

In deze paragraaf is de gevoeligheidsanalyse beschreven die ten grondslag ligt aan de resultaten die vorige paragraaf beschreven zijn. In Tabel 2-3 zijn de beschouwde scenario's per dijkvak toegelicht. Daarbij is ook de bijbehorende stabiliteitsfactor gegeven. Bij het opstellen van de scenario's is gekeken naar variaties in bodemopbouw en geometrie met als doel om de uitersten van een dijkvak te onderzoeken. Hierdoor wordt inzichtelijk in hoeverre het resultaat van de basisberekening passend is voor het gehele dijkvak. Voor de bodemopbouw is hoofdzakelijk gevarieerd in de deklaagdiktes. Een enkele keer is de classificatie van de grondopbouw gevarieerd als het GTL [5] daar aanleiding voor gaf. In een latere fase van het project zouden op basis van deze scenario's subvakken gecreëerd kunnen worden om de opgave aan te kunnen scherpen. Aangezien het in dit traject lastig is om de juiste grondclassificatie vast te stellen zal dit bij het vaststellen van de extra subvakken nader beschouwd moeten worden.

Tabel 2-3: Scenario's per dijkvak incl. stabiliteitsfactor LiftVan

Dijkvak	Scenario	Beschrijving	SF [-]
1	1	Toevoegen berm binnenzijde zoals aan begin van dijkvak (Dijkpaal M-1)	1,29
2	1	Achterlandniveau naar NAP +2 m	1,11
	2	Deklaag 2 m dunner	0,91
3	1	Geometrie zoals 13_18_R want daar is geen sloot/plas aanwezig met bodemopbouw zoals DP-M13+054_DKMP1_BERM	1,21
	2	Bodemopbouw deklaag dikte 1 m dikker zoals bij DPM12+50	1,16

	3	Bodemopbouw; klei organisch van slootbodem tot NAP -1 m, DP-M12+055_DKMP1_BERM2	1,14
4	-		
5	1	Bodemopbouw volgens DP-M20+102_DKMP1_AL en DP-M21+067_DKMP1_BERM	1,14
	2	Geometrie conform M19_57_R met bijbehorende bodemopbouw	1,09
6	-		
7	1	Geometrie, mv achterland op NAP +1 m zoals rond DPM38 en kruinhoogte beperken op NAP +8 m	1,10
8	a1	Doorlopende deklaag: geometrie volgens 3_67_R, Meer representatief voor dijkvak	1,40
	b1	Onderbroken deklaag: geometrie volgens 3_67_R, Meer representatief voor dijkvak	1,42
9	1	Geometrie, met binnenberm zoals 10_3_R; meer representatief voor vak	1,65
10	1	Bodemopbouw; maximale slappe laagdikte, NAP -10 m	1,44
	2	Bodemopbouw; minimale slappe laagdikte, NAP -4,5 m	0,92
11	1	Bodemopbouw - aanpassen met OK deklaag op NAP -0,9 m met daaronder zand zoals bij DP25	1,73
	2	Geen sloot aanwezig in achterland	1,22
	3	Geen sloot aanwezig in achterland en maaiveld achterland NAP +1 m	1,22
12	1	Bodemopbouw - dikke deklaag tot NAP -12 m zoals bij DP51, aangepaste bodemopbouw	1,24
	2	Met berm en sloot zoals bij 60_11_R	1,21
13	1	Dikke deklaag met slappe lagen zoals bij DP67+050. Hiervoor is de bodemopbouw aangepast.	1,37
	2	Gunstig profiel voor vak, zoals bij 65_68_R met hoger achterland	1,52
14	1	Sloot met hoger achterland zoals bij 79_74_R	1,08
15	1	Variatie met bodemopbouw z_tussen die door loopt onder de dijk door zoals bij eerste opzet van som 87_68_R	0,84
	2	Gunstigste geometrie zoals bij 84_66_R	1,16

2.2.3 Vergelijking veiligheidsopgave met WBI-beoordeling middels glijvlakken

Uit de WBI beoordeling die is uitgevoerd door HKV [7] volgt dat ongeveer 60% van het dijktraject 15-1 is goedgekeurd voor STBI, JAV is onderdeel van dit dijktraject. Dit beeld volgt niet uit de bovenstaande resultaten die behoren bij de verkenningsfase. De verschillen kunnen worden verklaard doordat er andere uitgangspunten zijn gehanteerd.

Een van die verschillen is dat in de beoordeling [7] maatgevende glijvlakken zijn aangehouden die insnijden op 1,5 m vanaf de buitenkruin, zie ook [2]. Dit is gebaseerd op een restbreedtebenadering. In de verkenning is dit niet toegepast en zijn glijvlakken die minimaal vanaf de binnenkruin insnijden gehanteerd. Dit is in de verkenningsfase veiligheidshalve niet toegepast vanwege de onzekerheid over de geschiktheid van deze methode onder de toepassingsvoorwaarden.

Om in te kunnen schatten welk effect de definitie van het maatgevende glijvlak heeft, zijn deze voor de basisberekeningen van de verkenningsfase ook beschouwd. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 2-4.

Tabel 2-4: Effect maatgevend glijvlak op basisberekeningen

Dijkvak	SF [-]	SF 'restbreedte' [-]	Toename SF [%]
1	0,95	1,06	12%
2	1,01	1,02	1%
3	1,16	1,19	3%
4	-	-	-
5	1,33	1,33	0%
6	-	-	-
7	0,96	1,06	10%
8	1,22	1,22	0%
9	1,15	1,21	5%
10	1,08	1,19	10%
11	1,18	1,18	0%
12	1,02	1,06	4%
13	1,05	1,08	3%
14	0,96	0,98	2%
15	0,64	0,65	2%

Dit uitgangspunt zou voor de basisberekeningen in de verkenningsfase een optimalisatie van ten hoogste 12% op de stabiliteitsfactor kunnen opleveren.

2.3 Conclusies

Op grond van de basisberekeningen voldoet geen enkel dijkvak aan de vereiste stabiliteitsfactor en zou het gehele traject Jaarsveld-Vreeswijk versterkt moeten worden. Aangezien bij de basissommen de maatgevende geometrie is gehanteerd, heeft dit er in sommige gevallen toe geleid dat er gebruik is gemaakt van een geometrie die over slechts enkele tientallen meters van het dijkvak aanwezig is. Daarnaast zijn er vanwege de grove vakindeling dijkvakken waarbij er variaties in de bodemopbouw aanwezig zijn. Voor de basisberekening is de bodemopbouw ter plaatse van de maatgevende geometrie aangehouden.

In de gevoeligheidsanalyses zijn scenario's geanalyseerd waarin de bodemopbouw, de geometrie, of een combinatie van beiden aangepast zijn ten opzichte van de basissom. Hieruit volgt dat er binnen de dijkvakken nog ruimte is voor optimalisatie en dat er daarmee de veiligheidsopgave met mogelijk tot ongeveer 20% kan worden gereduceerd.

Aanbevelingen:

- Het opdelen van dijkvakken in subvakken met een gunstigere geometrie en/of grondopbouw waardoor een deel van het dijkvak niet versterkt hoeft te worden. Hierin kan onderscheid gemaakt worden in de volgende twee opties:
 - Opdelen in subvakken wanneer zowel de gunstige als de ongunstige geometrie/grondopbouw over langere aaneengesloten stukken aanwezig zijn.
 - Maatwerklocaties toekennen wanneer de ongunstige geometrie/grondopbouw over een kort stuk aanwezig is.
- Grondopbouw aanscherpen op basis van volumegewichten. Op locaties waarbij volumegewichten dicht bij sonderingen zijn bepaald geven de sonderingen door de vele bijmengingen in de bodem regelmatig een hoger wrijvingsgetal (slappere lichtere grond) dan het volumegewicht (sterkere zwaardere grond) doet vermoeden. De zwaardere grond is hierbij aangehouden in de schematisering omdat het volumegewicht leidend wordt verondersteld. De grondlagen met sterkteparameters zijn namelijk ook geclassificeerd op basis van volumegewicht. Op de locaties waarbij alleen sonderingen zijn uitgevoerd kan de bodemopbouw niet gunstiger worden geschematiseerd door het volumegewicht. Aanvullend onderzoek naar de volumegewichten zou mogelijk kunnen leiden tot toepassing van zwaardere lagen in de schematisering. Hieruit volgt normaliter een hogere stabiliteitsfactor.
- In de huidige berekeningen is geen rekening gehouden met eventuele reststerkte zoals uitgewerkt in paragraaf 2.2.3. Dit zou een mogelijke optimalisatie kunnen zijn.
- De stabiliteitsberekeningen probabilistisch doorrekenen, indien de kans op overslag >1 l/m/s beperkt is kan dit tot een toename van de stabiliteit leiden.
- Wellicht komt later in de verkenningsfase de mogelijkheid om de faalkansruimte voor STBI aan te scherpen waardoor de vereiste veiligheidsfactor afneemt.

3 Macrostabiliiteit buitenwaarts (STBU)

3.1 Quickscan op hellingklassen

Er is een quickscan op hellingklassen uitgevoerd bij iedere dijkpaal, het resultaat is per dijkvak samengevat en terug te vinden in het overzicht in Tabel 3-1. Binnen de dijkvakken wordt vaak meer dan één klasse gevonden, simpelweg omdat binnen de vakgrenzen het buitentalud geen rechthoekig vlak is maar hier en daar wat glooit. Er is gekozen om de hellingklasse welke hoofdzakelijk aanwezig is te noteren en lokaal sterk afwijkende geometrische kenmerken apart te benoemen.

Tabel 3-1: Hellingsklasse buitentalud per STBI vak

Dijkvak STBI	Van dijkpaal	Tot dijkpaal	Hoofd hellings- klasse	Opmerkingen*
1	M0+00	M9+50	1	buitenberm 2m breed
2	M9+50	M11+00	1	
3	M11+00	M14+50	1	M13-M14: 2/1
4	M14+50	M18+50	1	M17: 2/1, M18: buitenberm
5	M18+50	M22+00	1	M19: buitenberm; M22: klasse 2
6	M22+00	M33+00	1	M23-M24: buitenwaarts is er een hooggelegen vlakte met bebouwing, STBU niet relevant
7	M33+00	M39+50	1	Minder steil talud bij aansluiting snelweg
8	M39+50	5+00	2	
9	5+00	10+50	1	dijkpaal 6-7: 1/2
10	10+50	16+50	1	dijkpaal 13: 2/1
11	16+50	40+00	1	dijkpaal 16 tot 20: Korte buitentalud, vlakte met bebouwing buitenwaarts; 26-27: 2/1; 32 tot 40: 1/2
12	40+00	63+00	1	dijkpaal 46 tot 53: 2/1; hier en daar 1/2
13	63+00	76+00	1	hier en daar 1/2 of 2/1
14	76+00	84+00	1	hier en daar 1/2
15	84+00	89+00	1	Buitenberm 2 m breed

* 2/1 betekent dat het buitentalud grotendeels in klasse 2 valt en voor een klein deel in klasse 1.

1/2 betekent dat het buitentalud grotendeels in klasse 1 valt en voor een klein deel in klasse 2.

Voor de stukken met een buitenberm moet gecontroleerd worden of de globale dan niet de lokale helling van belang is voor STBU.

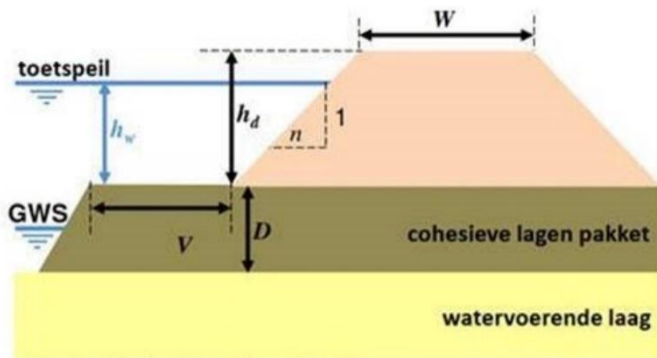
Kleur GIS-kaart	Hellings- Klasse	Helling
	5	< 1:20
	4	1:20 tot 1:10

	3	1:10 tot 1:6
	2	1:6 tot 1:3
	1	< 1:3

3.2 Eenvoudige toets

De eenvoudige toets is uitgevoerd conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [16] en WBI bijlage III sterkte en stabiliteit [13] voor DV9. Het buitentalud van DV9 kenmerkt zich door een vrij uniform talud, dat binnen klasse 1 valt. Het talud van het rekenprofiel is 1:2,92 (dus ongeveer 1:3). Er wordt niet voldaan aan het criterium voor kerende hoogte (vergelijking 6.1 van [13]):

$$h_w \leq \frac{2}{3} h_d \quad (4,08 > 3,24)$$



Figuur 6-2 Overzicht geometrische kenmerken dijk.

Hierbij geldt:

- W Kruinbreedte [m]; range van 3 tot 30 m.
- V Breedte van het voorland [m].
- n Cotangens van de helling buitentalud; n in de range van 1 tot 6.
- h_d Dijkhoogte boven maaiveld buitendijks [m].
- D Dikte cohesieve lagen pakket [m].
- h_w Hoogte buitenwaterstand bij de norm boven het maaiveld buitendijks [m].

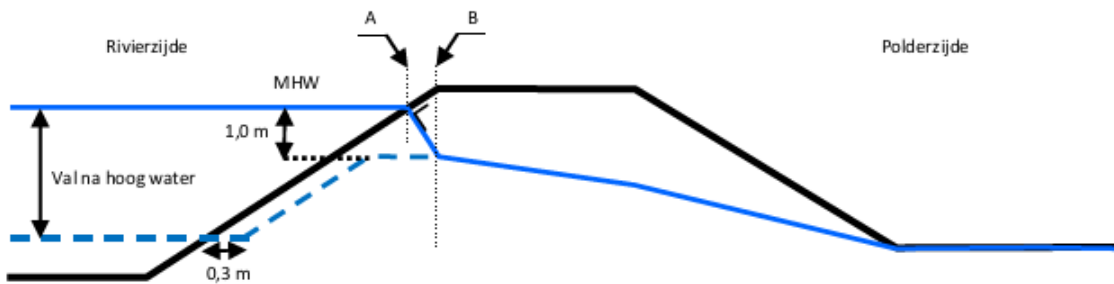
Figuur 3-1: Invoerparameters conform WBI bijlage III sterkte en stabiliteit [13]

De eenvoudige toets geeft dus score onvoldoende.

3.3 Gedetailleerde toets

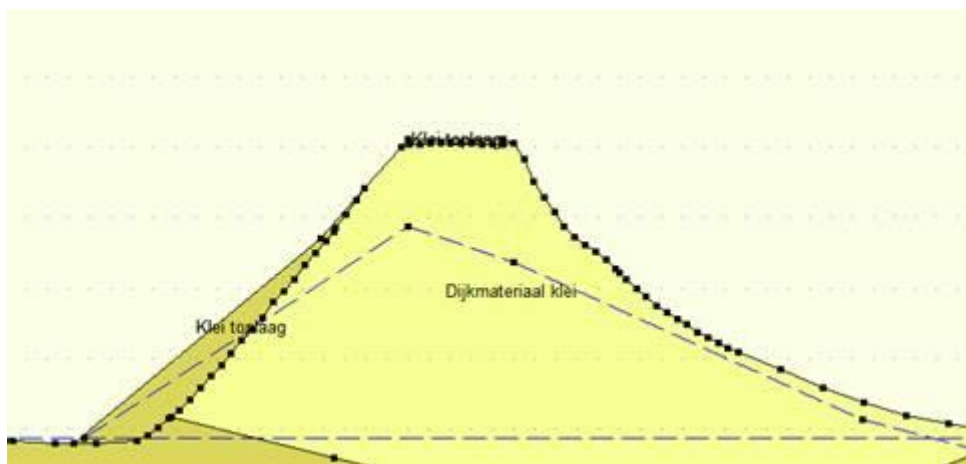
Uitgangspunten voor de gedetailleerde toets zijn gelijk aan de uitgangspunten voor STBI, m.u.v:

- De val na WBN; deze is gelijk aan WBN – 4m;
- PL-1 conform de methode WSRL/HKV (zie Figuur 3-2);
- Verkeersbelasting naar 6 kN/m² conform nieuwe SNvU van HDSR;
- Constraints: glijvlak is relevant voor waterveiligheid wanneer deze door de kruin gaat (rvw dijkkring 20-3, KIJK)



Figuur 3-2: PL-1 schematisering conform de methode WSRL/HKV

Dit resulteert in een veiligheidsfactor van 0,75 (Bishop). De eis voor STBU, Bishop is 1,34. Voorlopig is gerekend met Bishop omdat constraints daar beter werken dan met Spencer. Wanneer de PL-1 schematisering wordt doorgevoerd conform project Salmsteke (zie Figuur 3-3) dan wordt een veiligheidsfactor van 0,99 (Bishop) berekend.



Figuur 3-3: PL-1 schematisering zoals toegepast bij Salmsteke

3.4 Vervolg

Op basis van bovenstaande basisberekeningen blijkt dat bij maatgevende omstandigheden een van talud 1:3 niet veilig genoeg is en dat een flauwer talud benodigd is. Bij WBN wordt immers relatief veel water gekeerd (t.o.v. de dijkhoogte), en de val na WBN is (mede daardoor) fors. Er zijn verschillende optimalisatiemogelijkheden die nu niet onderzocht zijn.

De sterkte van het dijkmateriaal is nu vrij conservatief ingeschat. De gedraineerde sterkteparameters zijn vrij laag en er wordt geen ongedraineerd gedrag toegekend aan (een deel van) het dijkmateriaal, terwijl het niet uit te sluiten is dat ook onder dagelijkse omstandigheden een deel van de dijk(kern) verzadigd blijft. Uit naastgelegen Sterke Lekdijk projecten weten we dat de veiligheidsopgave voor STBU is vervallen nadat er een faalpadanalyse is uitgevoerd. De verwachting is dat dit voor het traject JAV ook dermate positief werkt dat de opgave voor STBU vervalt.

4 Piping (STPH)

Voor het traject Jaarsveld-Vreeswijk is binnen de Verkenningfase gekozen om per dijkpaal een piping berekening te maken. Deze berekeningen zijn gemaakt conform de methodiek die beschreven staat in de Schematiseringshandleiding Piping [11] en WBI 2017 Bijlage III sterkte en veiligheid [13].

Binnen de Verkenningfase wordt als eerste een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd. Hiermee kan een globaal beeld van de pipingopgave worden bepaald en kan per parameter bepaald worden of verdere aanscherping kansrijk wordt geacht. Dit is opgenomen in dit rapport.

Hierna wordt verder ingezoomd en worden de parameterwaarden lokaal aangescherpt op basis van aanvullende data vanuit grondonderzoek welke in de eerste helft van 2021 verwacht wordt. Dit is een iteratief proces waarbij de verwachting is dat maart 2021 de scope van de veiligheidsopgave voldoende stabiel is.

De invoer/uitvoerbestanden van de berekeningen zijn opgenomen in het Excel bestand: *Bijlage A - WAB013881 JAV Veiligheidsopgave STPH v1.xlsx*. Per berekening is er een 'input' tabblad en een 'output' tabblad gegenereerd. Zie bestand in bijlage A.

4.1 Methode

Basissom

In eerste instantie is uitgegaan van een basissom. Hierin zijn de uitgangspunten uit de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21] gebruikt, met uitzondering van de stappen beschreven voor het bepalen van de deklaagdikte (D_{dek}) in het achterland. Hiermee is gewacht omdat het geotechnisch lengteprofiel (GTL) nog niet definitief was. Daarom zijn in de basissom de waarden vanuit de beoordeling overgenomen voor D_{dek} . In Bijlage A is een overzicht van de gebruikte parameterwaarden opgenomen (Tabel A 1). De voorgestelde aanscherpingen uit 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21], zijn nog niet meegenomen in onderstaande analyses.

Gevoeligheidsanalyse

De schematisatie van de basissom is gebruikt als startpunt voor het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse voor het deelfaalmechanisme terugschrijdende erosie. Dit is gedaan omdat in het rapport 'Veldwerkplannen Sterke Lekdijk (ICU, JAV en SAS)' [26] wordt gesteld dat de veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme opbarsten zeer hoog is ($\gamma_{up} = 1,61$), en dat bij dikke deklagen (circa 10 meter dik) het nog steeds onmogelijk is om een opbarstsituatie uit te sluiten. Daarmee is het deelfaalmechanisme opbarsten niet maatgevend. Dit wordt in een later stadium gecontroleerd.

Bij het zoeken naar optimalisatiemogelijkheden voor het deelfaalmechanisme terugschrijdende erosie wordt in beeld gebracht welke parameters de grootste invloed op het kwelweglengte-tekort hebben, zodat verdere aanscherping zich op de juiste (meest kansrijke) variabelen kan richten.

In de gevoeligheidsanalyse zijn de volgende vijf parameters gevarieerd; korreldiameter (d_{70}), doorlatendheid watervoerend pakket (k_{zand}), dikte watervoerend pakket (D_{zand}), beschikbaar voorland (vertaald naar andere intredepunten) en dikte van de deklaag (D_{dek}) in het achterland.

De gevoeligheid van deze verschillende parameters is uitgedrukt in een kwelweglengtetekort per dijkpaal. Het kwelweglengtetekort staat in verhouding tot het te verwachten ruimtebeslag bij een eventuele versterking. Het verwachte ruimtebeslag in de versterking is hier in eerste instantie gelijkgesteld aan het kwelweglengtetekort gerekend vanaf de binnenteen in de richting van het achterland.

Om het kwelweglengtetekort te berekenen is eerst per dijkpaal de faalkans voor de verschillende deelmechanismen (opbarsten, heave en terugschrijdende erosie) bepaald. Hiervan is de kleinste faalkans maatgevend ($P_{f,i} = \min(P_{f,u,i}; P_{f,h,i}; P_{f,p,i})$) [13]. Deze is vergeleken met de faalkanseis op doorsnede niveau ($P_{eis,dsn}$). Als $P_{eis,dsn} < P_f$ dan is er wel een pipingopgave. Vervolgens is er per dijkpaal waar een opgave is, de grootte van deze opgave in beeld gebracht door middel van het kwelweglengtetekort waarbij $P_{eis,dsn} = P_{f,i}$.

Het bereik waarbinnen de parameterwaarden van de gevoeligheidsanalyse zijn gevarieerd, wordt hieronder uiteengezet. De gevoeligheid van het ruimtebeslag/kwelweglengtetekort voor de variatie van de parameterwaarden wordt daarna besproken. Dit geeft een bandbreedte waarbinnen het daadwerkelijke ruimtebeslag van de pipingopgave ligt.

N.B: Als vervolgstap worden de berekeningen lokaal (gericht) aangescherpt. Hiervoor is aanvullende data opgevraagd en grondonderzoek uitgezet. De resultaten hiervan worden verwacht begin 2021. De verwachting is dat aan de hand hiervan per locatie en parameter een representatieve waarde kan worden bepaald. Dit wordt vertaald naar een karakteristieke waarde, zodat conservatieve berekeningen gemaakt kunnen worden. Dit is geen onderdeel van voorliggende rapportage.

N.B.2: In deze fase wordt niet verder naar het deelfaalmechanisme heave gekeken omdat de deklaagdikte en responsfactor nog niet zijn aangescherpt. Voor de huidige responsfactor (van 0,9 [21]) en deklaagdikte (tussen 0 – 11 m) is het deelfaalmechanisme heave niet maatgevend voor het gebied. Deze beslissing wordt heroverwogen op het moment dat deze gegevens beschikbaar zijn.

4.2 Uitgangspunten Gevoeligheidsanalyse

Hieronder worden - in aanvulling op de TUN [21] - de uitgangspunten voor de parameters (d_{70} , k_{zand} , D_{zand} , beschikbaar voorland, D_{dek} in het achterland) in de gevoeligheidsanalyse toegelicht.

4.2.1 Korreldiameter (d_{70})

Hierin is als uitgangspunt de waarde voor de korreldiameter overgenomen uit de WBI beoordeling [7][8]. Deze waardes zijn gebaseerd op de resultaten van de consequentie analyse [22] en zijn verder aangescherpt in de POV Centraal Holland [23]. Hiervoor is de karakteristieke korreldiameter gebruikt die hoort bij een ondergrenswaarde van 5% waarbij de verdeling

lognormaal is met een variatiecoëfficiënt van 0,12 [11][24]. In de gevoeligheidsanalyse is per dijkpaal de karakteristieke korreldiameter gevarieerd; + 20% tot - 20%).

4.2.2 Doorlatendheid watervoerend pakket (k_{zand})

De doorlatendheid van het watervoerend pakket is afhankelijk van het type afzetting dat aanwezig is. Uit het WTI SOS, REGIS II v2.2 en het geotechnisch lengteprofiel (GTL, gemaakt door Wiertsema-Inpijn Blokpoel [28]) zijn drie verschillende configuraties van het watervoerend pakket geobserveerd:

1. Een watervoerend pakket dat volledig bestaat uit een Holocene tussenzandlaag. Dit is daarmee ook de pipinggevoelige laag.
2. Een watervoerend pakket waarbij een Holocene tussenzandlaag in contact staat met het Pleistoceen watervoerend pakket. De top van dit gecombineerde pakket wordt als pipinggevoelige laag gezien.
3. Een watervoerend pakket dat volledig bestaat uit Pleistoceen zand.

Op basis van de drie bovengenoemde opties, wordt in de gevoeligheidsanalyse de doorlatendheid van het watervoerend pakket gevarieerd tussen 7 m/dag en 100 m/dag. Berekeningen worden uitgevoerd voor een doorlatendheid van 7, 30, 50 en 100 m/dag. Deze uiterste grenzen zijn gekozen op basis van de uitkomsten van de Memo: expertsessies doorlatendheden[10] en de gesprekken gevoerd tussen adviseurs van Lieveense-WSP en HDSR. De besproken punten zijn vastgelegd in de verslaglegging van de Expertsessie piping – Verkenningfase Jaarsveld-Vreeswijk [24].

4.2.3 Dikte watervoerend pakket (D_{zand})

Op basis van REGIS II v2.2 is een eerste inschatting gemaakt van de dikte van het watervoerend pakket. Op basis van de drie mogelijke opties genoemd in paragraaf 4.2.2 is een bandbreedte voor de dikte van het watervoerend pakket bepaald, deze is tussen 10 en 70 meter. Hiervan is de karakteristieke waarde bepaald (bovengrenswaarde van 95%), in een lognormale verdeling met een standaardafwijking van 0,5 m [11]. Dit is vrij conservatief.

4.2.4 Beschikbaar voorland

In de gevoeligheidsanalyse is gekeken naar de invloed van het meenemen van voorland in de berekeningen. Hierin zijn drie verschillende scenario's vergeleken:

1. Geen voorland
Hierin is de kwelweg gelijk aan de afstand tussen de buitenteen (intredepunt) en binnenteen (uittredepunt).
2. Voorland gelijk aan 1 x de dijkzate
Hierin is de kwelweg gelijk aan twee keer de dijkzate. De dijkzate is de afstand tussen intredepunt en uittredepunt. Het intredepunt ligt in dit geval op de buitenteen. Het uittredepunt op de binnenteen.
3. Al het voorland
Hierin is de kwelweg gelijk aan de afstand tussen de oeverlijn (intredepunt) en binnenteen (uittredepunt). In deze simulatie is geen rekening gehouden met de eis dat de kwelweg maximaal twee keer dijkzate mag zijn. Dit is dus een zeer gunstige optie,

die aantoont of er in theorie voldoende voorland aanwezig is om de opgave weg te rekenen.

N.B. Als uittredepunt is dus in alle gevallen de binnenteen aangenomen. Dit is de meest conservatieve keuze. Als vervolgstap wordt de locatie van het uittredepunt verder geoptimaliseerd. Deze optimalisatiemogelijkheden zijn beschreven in de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21].

N.B.2. Een andere optie is om het fictief voorland in rekening te brengen. Deze optie past bij het inschatten van een realistische waarde voor de voorlandlengte en is niet noodzakelijk voor het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse. Het betreft dan ook een actie voor de vervolgstap om dit 'fictieve voorland' locatieafhankelijk mee te nemen.

4.2.5 Dikte deklaag (D_{dek}) achterland

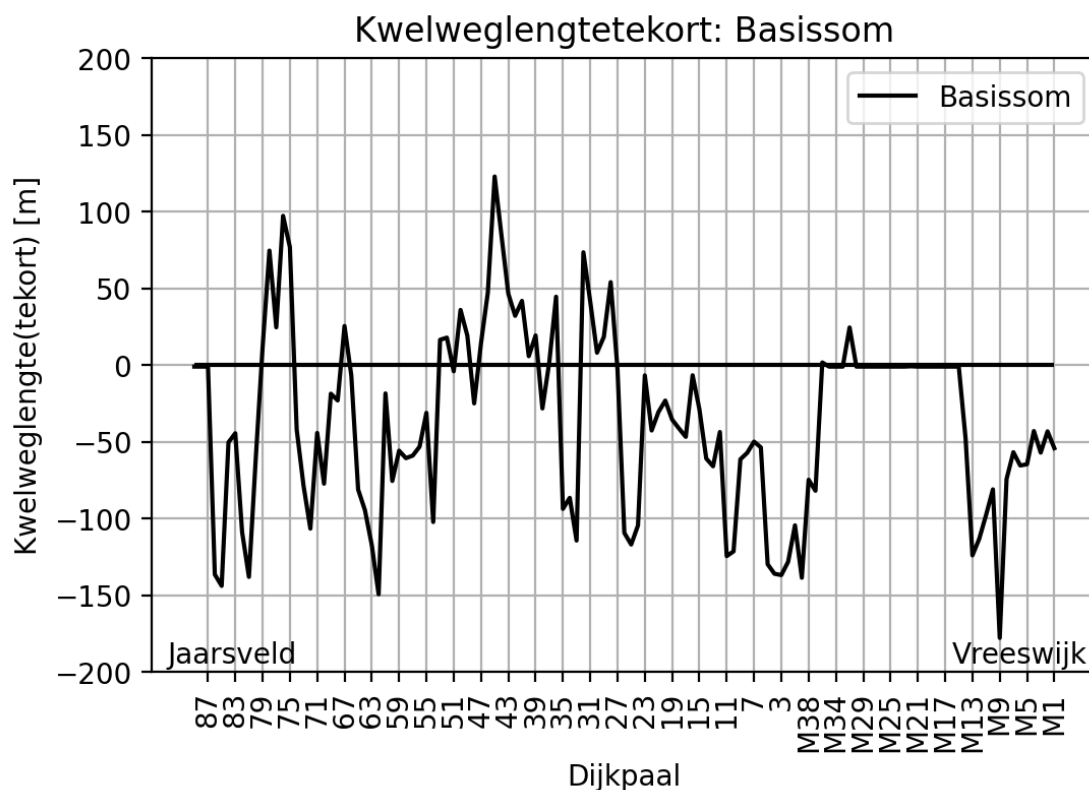
Op basis van het GTL [28] is een eerste inschatting gemaakt van het bereik waarbinnen de dikte van de deklaag in het achterland valt. Als ondergrens is een deklaag dikte van 0,5 m gehanteerd. Voor de bovengrens is een deklaag dikte van 9 m gehanteerd. Aangezien het verschil in deklaag dikte vrij groot is, is voor de gevoeligheidsanalyse een aanvullende set van berekeningen gemaakt waarin de dikte van de deklaag gelijk is gesteld aan 4 m.

4.3 Resultaten deelfaalmecanisme 'terugschrijdende erosie'

Per dijkpaal is bepaald of er een pipingopgave is. Als er wel een opgave is, is de grootte van de opgave uitgedrukt in een kwelweglengtetekort. In dit hoofdstuk worden de resultaten van de basissom en de verschillende gevoeligheidsanalyses kort besproken. Overzichtskaarten van de opgave en ruimtebeslag per som zijn in Bijlage A te vinden. Van de 127 dijkpalen is voor 21 dijkpalen (tussen DP M15 – M21, M23 – M30, M32 – M35 en 87 – 89) geen kwelweglengtetekort bepaald. Voor deze locaties is onvoldoende data beschikbaar. Dit wordt later aangevuld wanneer de resultaten van het aanvullende grondonderzoek (Verkenkend grondonderzoek, oktober 2020 [30], en Aanvullend grondonderzoek Lekboulevard, december 2020 [30]) beschikbaar zijn.

4.3.1 Basissom

In Figuur 4-1 is een overzicht van het kwelweglengtetekort per dijkpaal weergegeven. Voor 78 van de 106 dijkpalen is er een kwelweglengtetekort (de negatieve getallen in Figuur 4-1). Dit tekort varieert voor een groot deel van het traject tussen 0 en 150 meter. Negatieve uitzondering daarop is het kwelweglengtetekort van meer dan 170 meter bij dijkpaal M9 (begin van de Voorhavendijk). Dit komt doordat hier met een grotere dikte van het watervoerend pakket wordt gerekend (50 m t.o.v. 15 m), door de afwezigheid van formatie van Urk (eerste kleiige eenheid) [29].



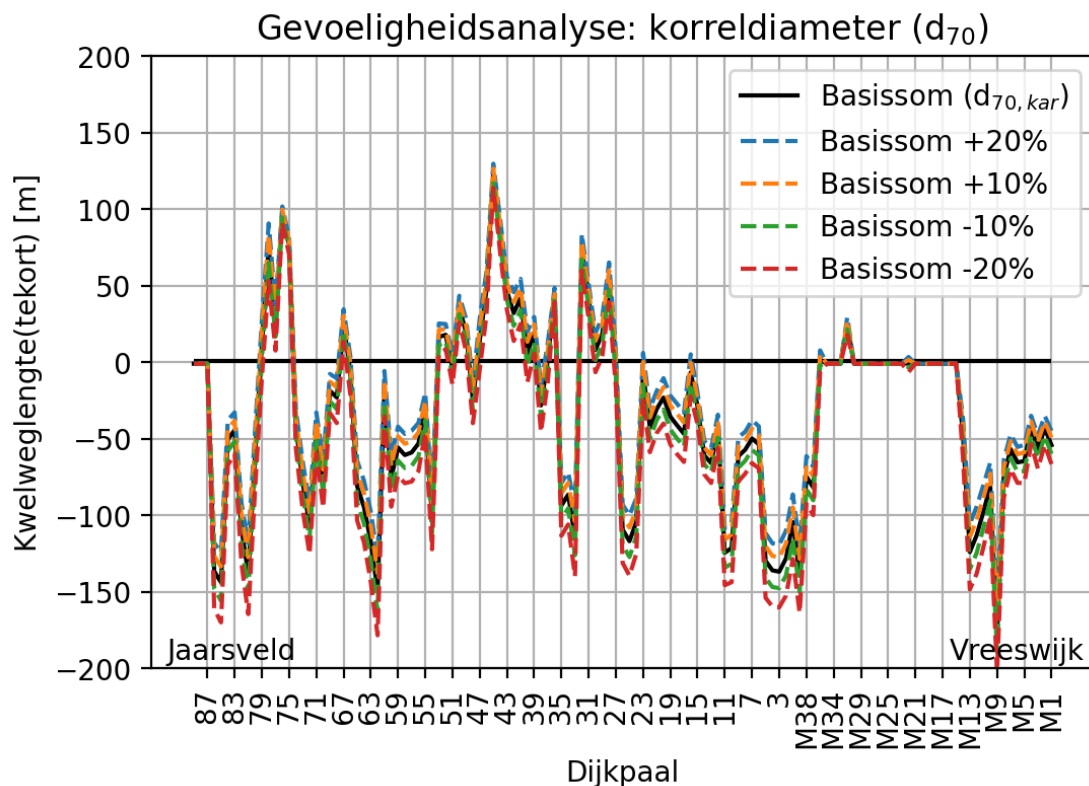
Figuur 4-1: Kwelweglengte(tekort) van de basissom. Dijkpalen met een negatieve kwelweglengte voldoen niet en hebben dus een kwelweglengtetekort. Bij dijkpalen met waarden groter dan 0 is geen pipingopgave.

4.3.2 Gevoeligheidsanalyse

De resultaten van de gevoeligheidsanalyse worden per parameter besproken.

Korrel diameter (d_{70})

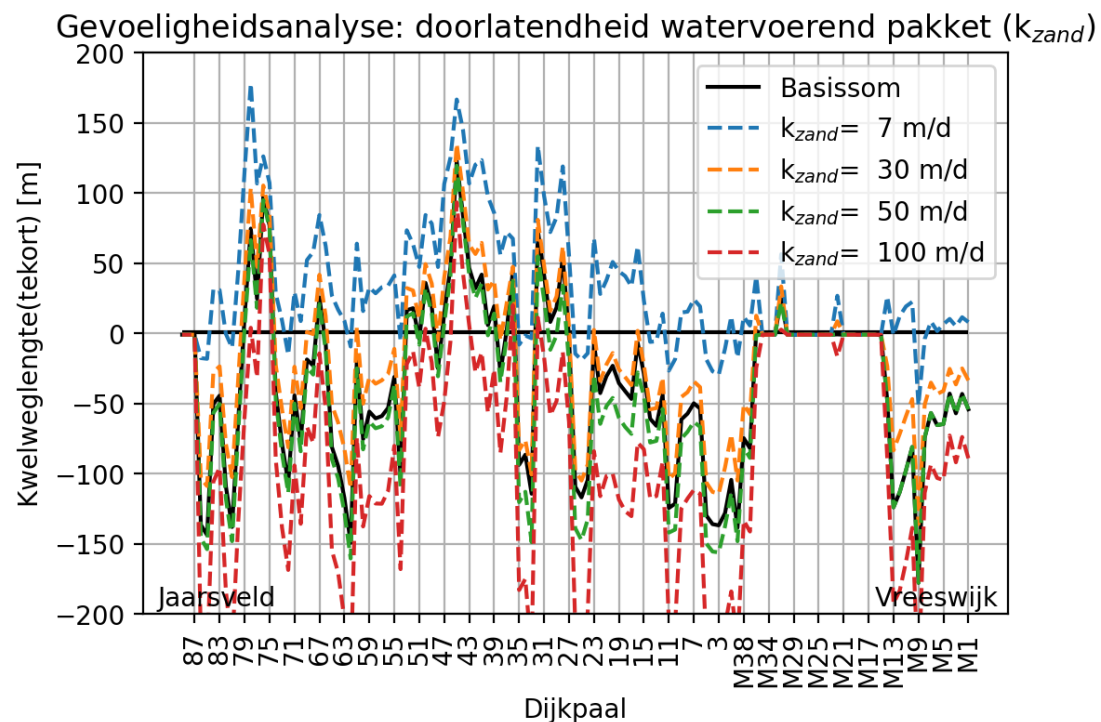
Het variëren van de korrel diameter (karakteristieke waarde +/- 20%) leidt maar tot een kleine verandering in het kwelweglengtetekort, dit is te zien in Figuur 4-2. Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt dat het vergroten van de karakteristieke korrel diameter met 20 % leidt tot een verkleining van de pipingopgave met 4 dijkpalen. Andersom leidt een verkleining van de korrel diameters met 20% tot het vergroten van de pipingopgave met 6 dijkpalen. De inspanning die nodig is voor het gefundeerd aanscherpen van de korrel diameter is onevenredig met het verwachte resultaat. Daarom wordt het aanscherpen van de veiligheidsopgave op basis van enkel de korrel diameter niet nagestreefd.



Figuur 4-2: Overzicht van het kwelweglengte(tekort) voor de gevoeligheidsanalyse van de korreldiameter. Dijkpalen met een negatieve kwelweglengte voldoen niet en hebben dus een kwelweglengtetekort. Bij dijkpalen met waarden groter dan 0 is geen pipingopgave.

Doorlatendheid watervoerend pakket (k_{zand})

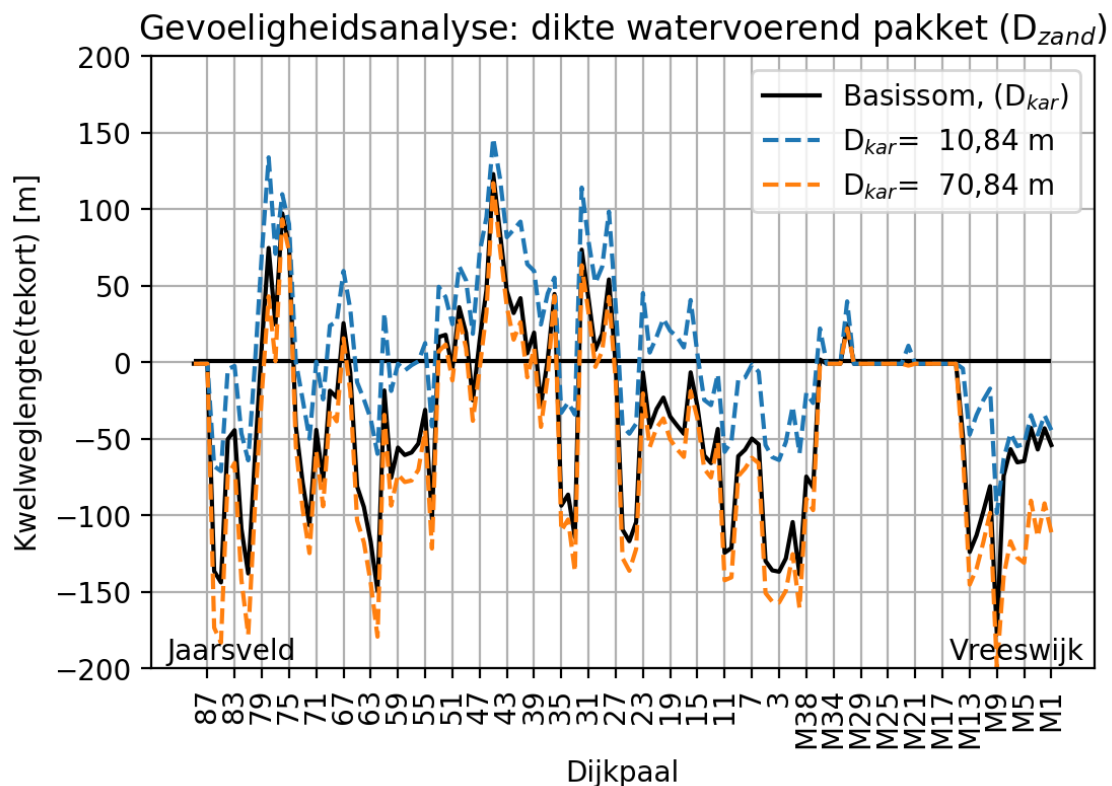
In Figuur 4-3 is een overzicht van de resultaten van de gevoeligheidsanalyse voor de doorlatendheid van het watervoerend pakket weergegeven. Hierin is te zien dat een doorlatendheid van 50 m/dag niet zorgt voor grote variatie in het kwelweglengtetekort ten opzichte van de basissom. In de basissom zijn verschillende k -waarden langs het traject gehanteerd op basis van het WTI-SOS, variërend tussen de 35 en 50 m/dag [21]. In de gevoeligheidsanalyse is wel te zien dat het verminderen van de doorlatendheid van het watervoerend pakket kan zorgen voor een (significante) vermindering in het kwelweglengtetekort en dus ook de pipingopgave. Voor delen van het traject wordt het aanscherpen van deze variabele kansrijk geacht in het optimalisatieproces van de veiligheidsopgave. Dit kan pas gedaan worden wanneer de resultaten van de HPT sonderingen beschikbaar zijn.



Figuur 4-3: Overzicht van het kwelweglengte(tekort) voor de gevoeligheidsanalyse van de doorlatendheid van het watervoerend pakket. Dijkpalen met een negatieve kwelweglengte voldoen niet en hebben dus een kwelweglengtetekort. * Bij dijkpalen met waarden groter dan 0 is geen pipingopgave.

Dikte watervoerend pakket (D_{zand})

In Figuur 4-4 staat een overzicht van het kwelweglengtetekort per dijkpaal voor verschillende diktes van het watervoerend pakket. Kleinere diktes van het watervoerend pakket leiden tot minder of helemaal geen kwelweglengtetekort. Uit de resultaten van de gevoeligheidsanalyse blijkt dat de dikte van het watervoerend pakket flink kleiner moet zijn wil dit een effect hebben op de grootte van de pipingopgave, zie Figuur 4-4. Uit ervaringen bij andere deeltrajecten binnen Sterke Lekdijk blijkt dat aanscherping van deze waarden op basis van HPT boringen en sonderingen moeilijk te realiseren is. Daarmee is de kans gering dat aanscherping van deze parameter zal leiden tot een optimaler veiligheidsbeeld.



Figuur 4-4: Overzicht van het kwelweglengte(tekort) voor de gevoeligheidsanalyse van de dikte van het watervoerend pakket. Dijkpalen met een negatieve kwelweglengte voldoen niet en hebben dus een kwelweglengtetekort. Bij dijkpalen met waarden groter dan 0 is geen pipingopgave.

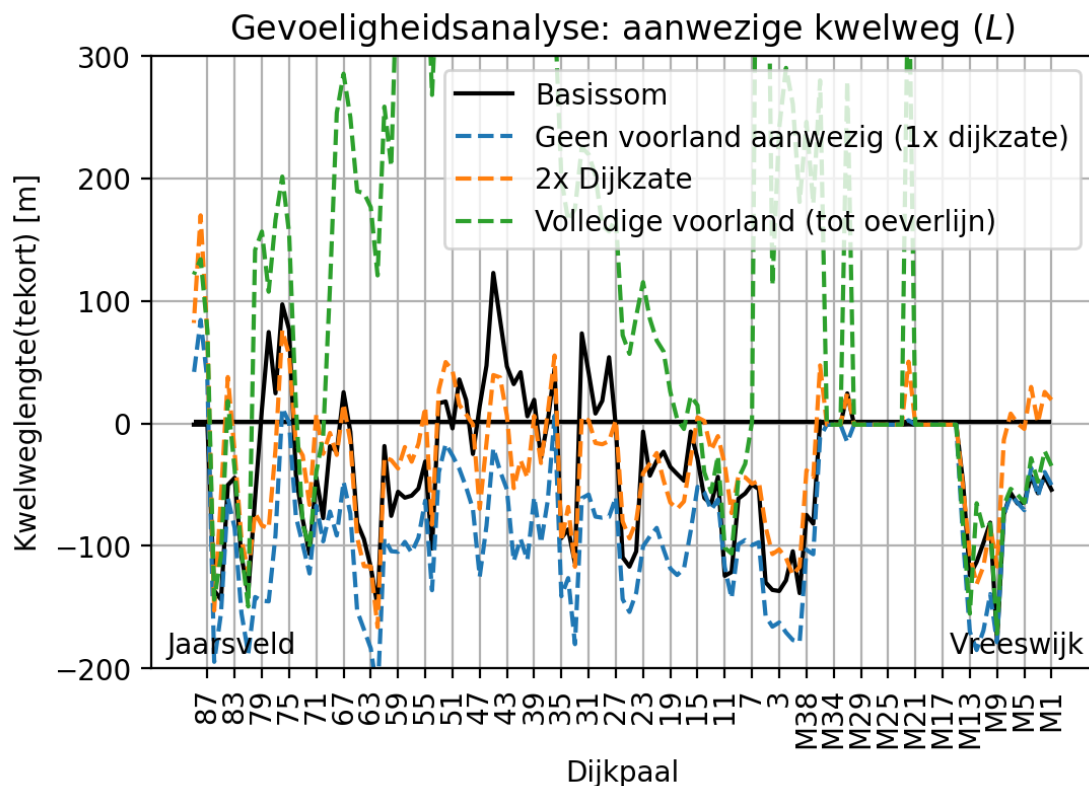
Beschikbaar voorland

Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt duidelijk dat het meenemen van voorland een grote invloed heeft op het kwelweglengtetekort (Figuur 4-5). Verdere aanscherping van deze parameter biedt de grootste kans op optimalisatie van de veiligheidsopgave.

Voor het scenario zonder voorland is een pipingopgave aanwezig voor 102 van de 106 dijkpalen. Het kwelweglengtetekort varieert tussen de 20 en 240 meter.

Voor het scenario waarin het mee te nemen voorland gelijk is aan 1 x dijkzate is een pipingopgave voor 76 van de 106 dijkpalen becijferd. Hier varieert het kwelweglengtetekort tussen en hele kleine opgave; tussen de 0 – 5 m en 170 meter.

Als laatst is gekeken naar de veiligheidsopgave voor een scenario waarin al het aanwezige voorland in rekening wordt gebracht. Hieruit blijkt dat voor 31 van de 106 dijkpalen er nog een pipingopgave is. Voor deze dijkpalen is het zeer onwaarschijnlijk dat de opgave nog weggerekend kan worden. Wel kan de grootte van de opgave wellicht nog verder worden geoptimaliseerd. Met andere woorden: dat er een kwelweglengtetekort is, is vrijwel zeker, maar de grootte van het tekort kan nog nauwkeuriger in beeld worden gebracht.

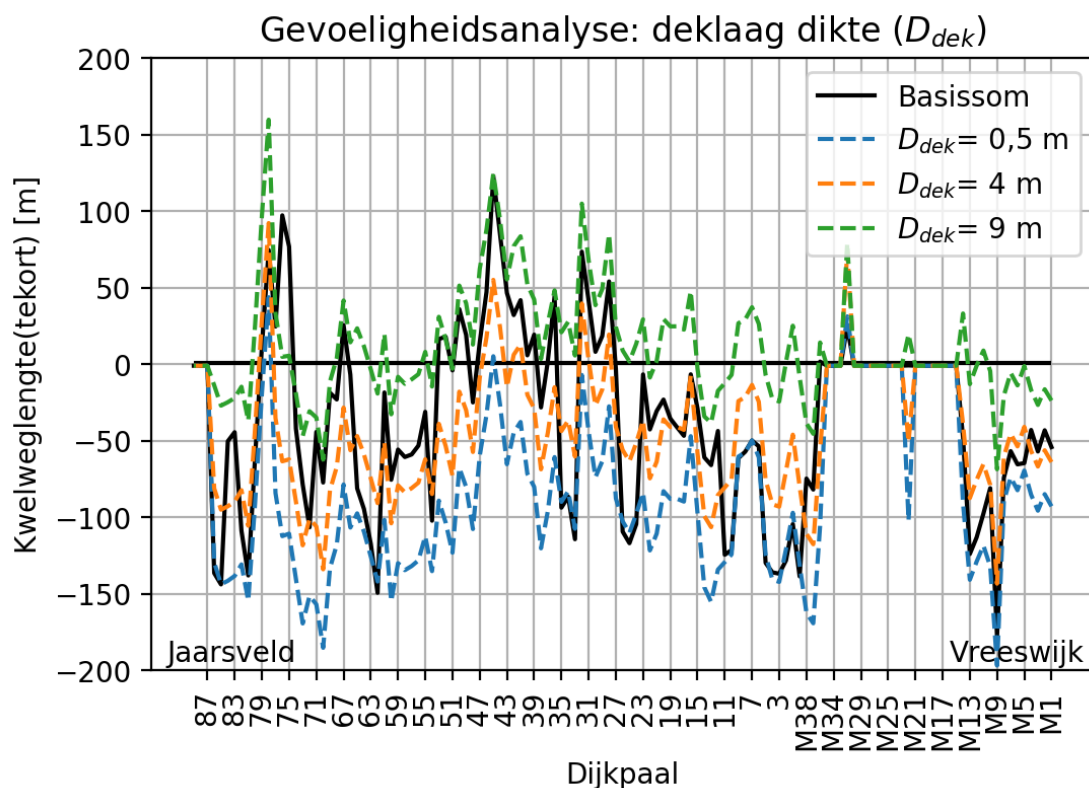


Figuur 4-5: Overzicht van de kwelweglengte(tekort) voor de gevoeligheidsanalyse van de aanwezige kwelweg. Dijkpalen met een negatief kwelweglengte voldoen niet en hebben dus een kwelweglengtetekort. Bij dijkpalen met waarden groter dan 0 (positieve getallen) is geen pipingopgave.

Dikte deklaag (D_{dek}) achterland

Als laatste is de dikte van de deklaag in het achterland gevarieerd. In Figuur 4-6 is per scenario het kwelweglengtetekort weergegeven. Voor dunne deklagen ($< 0,5$ m) bestaat voor 103 van de 106 dijkpalen een pipingopgave. Zodra een deklaag met enige dikte (≥ 4 m) aanwezig is, wordt dit iets verkleind (voor 95 dijkpalen is nu nog een opgave). Als er binnen het traject extreem dikke deklagen (≥ 9 m) aanwezig zijn, wordt de pipingopgave significant verkleind (opgave voor 46 dijkpalen). Daarnaast is voor de overige dijkpalen waar nog wel een opgave is een veel kleiner kwelweglengtetekort berekend.

Het eerste scenario ($d_{dek} < 0,5$ m) is voor grote delen van het traject niet heel waarschijnlijk. Op basis van het GTL zijn dikke ($d_{dek} \geq 9$ m) deklagen wel aanwezig. Echter kan voor deze lagen niet met zekerheid worden gezegd dat de aanwezige zandlenzen (in het GTL) niet in contact staan met het watervoerend pakket en met het buitenwater. Daarom is in deze analyse gebruik gemaakt van een conservatieve deklaag dikte. Als met het meest gunstig scenario mag worden gerekend dan zou dit een positief effect hebben op de opgave. Echter is de waarschijnlijkheid van voorkomen van deze scenario's onzeker.



Figuur 4-6: Overzicht van de kwelweglengte(tekort) voor de gevoeligheidsanalyse van de deklaag dikte. Dijkpalen met een negatieve kwelweglengte voldoen niet en hebben dus een kwelweglengtetekort. Bij dijkpalen met waarden groter dan 0 is geen pipingopgave.

4.4 Resultaten deelfaalmechanisme 'opbarsten'

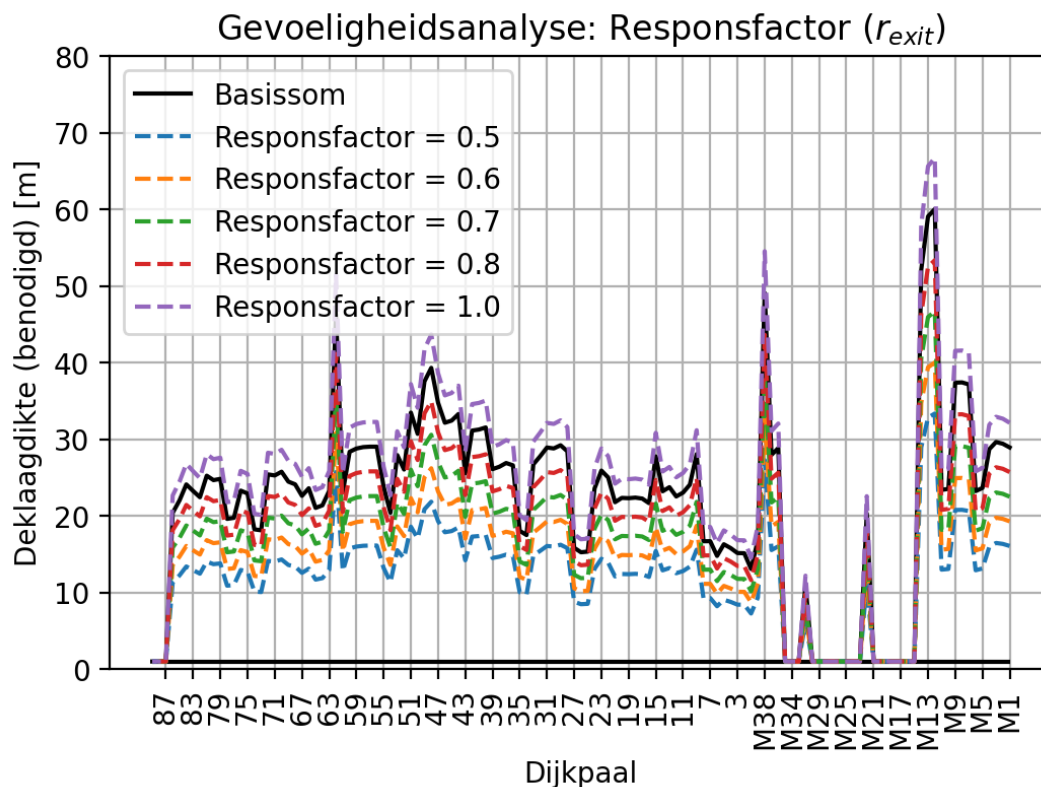
In deze paragraaf wordt gekeken naar het deelfaalmechanisme opbarsten. Zoals al eerder is aangegeven, wordt in het rapport Veldwerkplannen Sterke Lekdijk (ICU, JAV en SAS)' [26] gesteld dat de veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme opbarsten zeer hoog is ($\gamma_{up} = 1,61$). Hierdoor is het bij dikke deklagen (circa 10 meter dik) nog steeds onmogelijk om een opbarstsituatie uit te sluiten.

Daarom is hier een andere analyse gedaan dan gangbaar is. In plaats van te bepalen of op een locatie opbarsten plaats kan vinden op basis van lokale gegevens, is gekeken welke deklagen en stijghoogten nodig zijn zodat opbarsten kan worden voorkomen. Het resultaat hiervan is terug te zien in Figuur 4-7 (zwarte lijn).

Hierin is de benodigde deklaagdikte per dijkpaal weergegeven, waarbij deze net voldoet aan het opbarstcriterium. Tevens is deze benodigde deklaagdikte afhankelijk gemaakt van de responsfactor van de stijghoogte. Als veiligheidsfactor γ_{up} is 1,61 gehanteerd.

In de literatuur worden de begrippen responsfactor en dempingsfactor door elkaar gebruikt. We hanteren hier de definitie waarbij een responsfactor van 1,0 betekent dat er géén demping plaatsvindt, maar een respons van 100%.

In de gevoeligheidsanalyse is de responsfactor gevarieerd tussen 1,0 (geen demping, 100% respons) en 0,5 (50% demping, 50% respons). De resultaten hiervan zijn weergegeven in Figuur 4-7. Hierin is te zien dat voor een responsfactor van 0,5 er nog steeds *op zijn minst* een deklaagdikte van 8-9 meter nodig is om aan het opbarstcriterium te voldoen. De combinatie van deze zeer gunstige responsfactor met de zeer gunstige deklaagdikte wordt niet waarschijnlijk geacht voor grote delen van het traject. Daarmee lijkt het inderdaad waarschijnlijk dat opbarsten niet maatgevend is in het gebied.



Figuur 4-7: Overzicht van de benodigde deklaagdikte voor de gevoeligheidsanalyse van de responsfactor. Voor een aantal locaties (tussen DP M15 – M30, M32 – M35 en 87-89) wordt geen benodigde deklaagdikte bepaald. Voor deze locaties is geen data beschikbaar. Dit wordt later aangevuld.

4.5 Conclusies

In Tabel 4-1 zijn de resultaten van alle gevoeligheidsanalyses samengevoegd. Per scenario is bepaald voor hoeveel dijken er wel een pipingopgave is en voor hoeveel dijken er geen pipingopgave is.

Tabel 4-1: Overzicht van de resultaten van de verschillende gevoeligheidsanalyses. Van de in totaal 127 dijkkpalen is voor 21 locaties (nog) geen oordeel*. Daarmee komt het aantal beoordeelde dijkkpalen op 106.

Scenario	Pipingopgave [aantal dijkkpalen]	Geen pipingopgave [adijkkpalen]
Basissom	78	28
Korreldiameter (d_{70} =beoordeling -20%)	84	22
Korreldiameter (d_{70} =beoordeling +20%)	72	34
Doorlatendheid WVP ($K_{zand} = 7$ m/d))	25	81
Doorlatendheid WVP ($K_{zand} = 30$ m/d))	70	36
Doorlatendheid WVP ($K_{zand} = 50$ m/dag)	83	23
Doorlatendheid WVP ($K_{zand} = 100$ m/dag)	96	10
Dikte WVP ($D_{zand} = 10$ m, $D_{zand,kar} = 10.84$ m)	56	50
Dikte WVP ($D_{zand} = 70$ m, $D_{zand,kar} = 70.84$ m)	84	22
Geen voorland (1x dijkzate t.o.v. uitredepunt)	102	4
Voorland 1x dijkzate (dus 2x dijkzate t.o.v. uitredepunt)	76	30
Totale voorland (afstand tussen binnenteen en oever)	31	75
Dikte deklaag ($d_{dek} = 0,5$ m)	103	3
Dikte deklaag ($d_{dek} = 4$ m)	95	11
Dikte deklaag ($d_{dek} = 9$ m)	46	60

* Voor deze locaties is geen data beschikbaar. Dit wordt later aangevuld.

Aan de hand van Tabel 4-1 en de resultaten van de verschillende gevoeligheidsanalyses zijn een aantal conclusies te trekken:

- De korreldiameter (d_{70}) heeft weinig invloed op de pipingopgave.
- De doorlatendheid van het watervoerend pakket heeft een grote invloed op het kwelweglengtetekort. Dit is echter een moeilijk te verzilveren optimalisatie gebleken in de andere deeltrajecten van Sterke Lekdijk, omdat de gebruikte waarden vaak redelijk overeenkwamen met de veldmetingen.
- Een dunner watervoerend pakket zal leiden tot kortere kwelweglengtes en ook dus minder tekort. Echter is de kans gering dat verdere aanscherping van deze parameter zal leiden tot een kleinere pipingopgave.
- Meenemen van een (fictief) voorland heeft een grote (positieve) invloed op de pipingopgave. Verdere aanscherping van deze parameter biedt de grootste kans op optimalisatie van de veiligheidsopgave.
- De dikte van de deklaag in het achterland heeft een grote invloed op de kwelweglengte. Het eerste scenario ($d_{dek} < 0,5$ m) is voor grote delen van het traject niet heel waarschijnlijk. Op basis van het GTL zijn dikkere ($d_{dek} \geq 9$ m) deklagen wel aanwezig. Echter kan op dit moment voor deze lagen niet met zekerheid worden gezegd dat de aanwezige zandlenzen niet in contact staan met het watervoerend pakket en met het buitenwater. Daarom wordt verwacht dat een aanscherping van de dikte van de deklaag in het achterland op zichzelf niet zal leiden tot een grote reductie in de scope, maar dat

het in combinatie met de andere parameters wel lokaal van invloed kan zijn. Hierbij is het vooral van belang om te weten welk scenario van het watervoerend pakket (wel/geen tussenzandlaag) aanwezig is (configuratie 1, 2 of 3, zie paragraaf 4.2.2).

- Met de resultaten van de gevoeligheidsanalyse van het deelfaalmecanisme opbarsten wordt de aanname dat opbarsten niet maatgevend is onderstreept. Enkel lokaal zal voldaan worden aan de vereiste dikke deklaag. Van de responsfactor is op dit moment niets te zeggen. Het aanscherpen van de veiligheidsfactor zelf, wordt op dit moment niet als reële optie gezien.

Voor alle parameters zijn de aanscherpingsmogelijkheden uiteengezet in de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21].

4.6 Samengevoegd beeld pipingopgave

Op basis van alle resultaten van de verschillende gevoeligheidsanalyses is een overzicht gemaakt waarin een samengevoegd beeld van de pipingopgave is te zien (Figuur 4-8). Hierin is onderscheid gemaakt tussen dijkpalen waar zeker een opgave is (rode bolletjes), waarschijnlijk een opgave is (oranje bolletjes), mogelijke geen opgave is (donkergroene bolletjes), geen opgave is (licht groene bolletjes) en geen data beschikbaar zijn (witte bolletjes).

Dit beeld is op basis van de verschillende gebiedseigenschappen en kenmerken (die zijn samengevoegd in Tabel 4-2) bepaald. Dit heeft geleid tot locaties waarbij bepaalde scenario's minder zwaar meewegen. Aan de hand hiervan is voor deze locaties waarschijnlijk wel een pipingopgave (oranje bolletjes) en mogelijk geen pipingopgave toegekend (donkergroene bolletjes). Dit is vooral rond Uitweg duidelijk te zien, waarbij het scenario zonder voorland zeer onwaarschijnlijk is (Figuur 4-8).

Tabel 4-2: Overzicht van de gebiedskenmerken per dijkspaal die zijn gebruikt om tot een samengevoegd oordeel van de pipingopgave te komen. In de laatste kolom wordt het oordeel: : wel een opgave, geen data, geen opgave, waarschijnlijk een opgave en mogelijk geen opgave per dijkspaal gegeven.

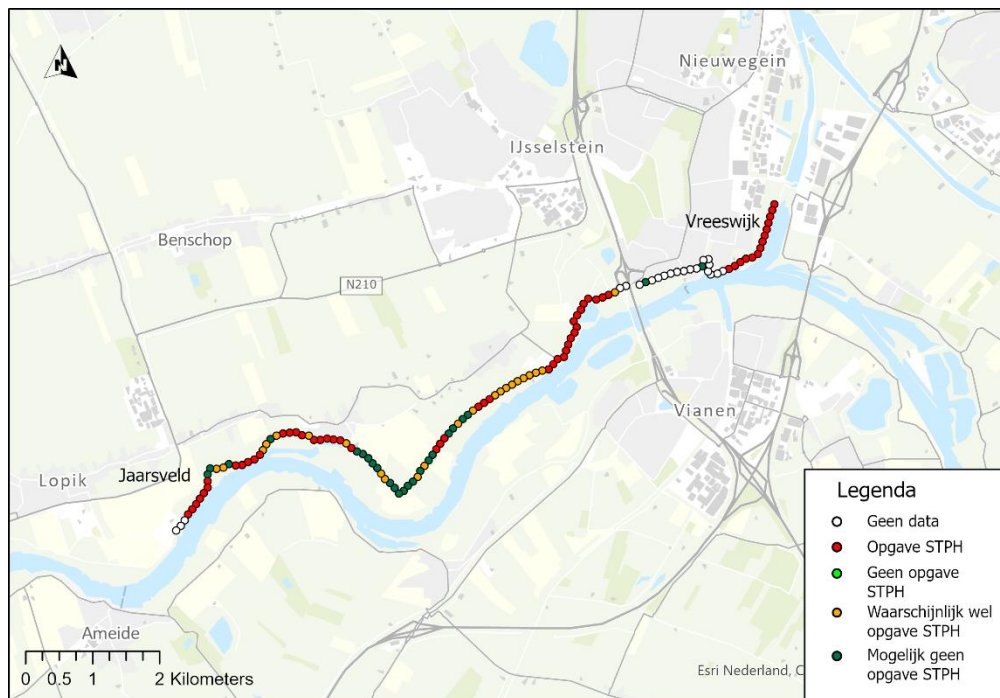
Dijkspaal	Gebiedseigenschappen	Onderbouwing samengevoegd oordeel	Kwelweglengte -tekort	Samengevoegd oordeel
M1	Geen VL, sloten/waterlichamen achterland	Kans is klein dat aanscherping groot invloed zal hebben op de opgave (kwelweglengte kan niet worden vergroot)	0 - 250 m*	Wel een piping opgave
M2				
M3				
M4				
M5				
M6				
M7				
M8				
M9				
M10	Beperkt VL, Bebouwing dicht achter dijk,	Kans is klein dat aanscherping groot invloed zal hebben op de	0 - 195 m*	Wel een piping opgave
M11				

M12	sloten/waterlichaam/gracht in AL	opgave (kwelweglengte kan niet worden vergroot)		
M13				
M14				
M15	Beperkt VL, Waterlichaam/gracht aanwezig in het AL, oever bescherming aanwezig, redelijk hoog AL (NAP +2 tot 4 m) m.u.v. DP M22 (NAP +1,5 m)	DP M22- beperkt VL, laag achterland	DP M25: 0 - 105 m *	Geen data
M16				
M17				
M18				
M19				
M20				
M21				
M22				Mogelijk geen opgave
M23	Hoog VL(NAP + 7 m), brede dijk (m.u.v. DP M25), redelijk hoog AL (NAP + 3 tot 4 m), bebouwing aanwezig in het AL			Geen data
M24				
M25				
M26	Lang VL met kop en teen sloten, Hoog AL met bebouwing, plaatselijk veel lager maaiveldniveau (DP M26-M27, M29 en M31?)	DP M31 - helemaal geen VL in rekening brengen is niet waarschijnlijk.	DP M31: 0 - 15 m *	Geen data
M27				
M28				
M29				
M30				
M31				Mogelijk geen opgave
M32				Geen data
M34				
M35				
M36				Waarschijnlijk een opgave
M37	Weinig voorland aanwezig tussen DP 6 - 14, lager gelegen AL/ zandbaan (tussen DP 1- 5), Waterlichaam in het VL, sloten aanwezig in het AL, Maaiveldniveau AL laag (NAP 0,5 – 1,5 m)	Kans is klein dat aanscherping groot invloed zal hebben op de opgave (kwelweglente kan niet worden vergroot)	0 - 230 m*	Wel een piping opgave
M38				
M39				
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15			0 - 130 m*	

16	Bebouwing aanwezig in het VL en AL, redelijk lang VL, teen en kop sloten aanwezig in het AL, haven aanwezig bij DP 22 en 23, hier ligt ook een waterlichaam/sloot dicht langs de dijk.	Voldoet alleen voor meest gunstige scenario's, met uitzondering van DP 16 en 24. Waarschijnlijkheid van voorkomen van gunstig scenario's is laag.		Waarschijnlijk een opgave
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24	Lang VL, kopsloten aanwezig in het VL, kopsloten en teen sloten AL,	Kans is klein dat aanscherping groot invloed zal hebben op de opgave (kwelweglente kan zeer waarschijnlijk niet worden vergroot door aanwezigheid van waterlichamen)	10 - 220 m	Wel een piping opgave
25				
26				
27	Teen en kopsloten aanwezig in het AL, laag maaiveldniveau in AL (NAP +1,0 m), vrij lang voorland aanwezig met sloten, laag maaiveldniveau in VL (NAP + 1,5 m)	Voldoet niet voor meest ongunstig scenario's, met uitzondering van DP 27, 29 en 30.	0 - 90 m*	Waarschijnlijk een opgave
28				Mogelijk geen opgave
29				Waarschijnlijk een opgave
30				Mogelijk geen opgave
31				
32				
33	Waterlichamen aanwezig in het VL, laag achterland (NAP 0,8 – 1,5 m), lang voorland, kopsloten aanwezig in het AL en VL	Kans klein aanscherping groot invloed zal hebben (kwelweglente kan niet voldoende worden vergroot door aanwezigheid waterlichamen)	0 - 230 m*	Wel een piping opgave
34				
35				
36	Zeer laag AL (NAP -1.0 tot 0.5 m), Klei putten aanwezig in het VL, hierdoor kan (fictief) kwelweglente worden beperkt. Groot voorland aanwezig	Klei putten voorland, hierdoor kan (fictief) kwelweglente worden beperkt. Laag achterland kan risico op opbarsten vergroten	0 - 120 m*	Mogelijk geen opgave
37				
38				Waarschijnlijk een opgave
39				Mogelijk geen opgave
40				Waarschijnlijk een opgave
41				Mogelijk geen opgave
42				
43				
44				
45	Lang VL aanwezig met laag maaiveldniveau (NAP + 1-1,5 m), teen en kop sloten aanwezig in VL en AL, Bebouwing aanwezig in het AL bij DP 50, Maaiveldniveau AL redelijk laag (NAP -1,0 tot +1,0 m)	Bij een aantal dijkpalen (DP44 - 46) is een teensloot aanwezig, hierdoor is de kans dat opbarsten optreedt groter, dit zorgt ook voor een kortere kwelweglente (richting het AL)	0 - 125 m*	Mogelijke geen opgave
46				
47				Waarschijnlijk een opgave
48				
49				Mogelijk geen opgave
50				
51				
52				
53				
54	Tussen DP54 en DP59 zijn waterlichamen aanwezig in	Kans klein dat aanscherping een groot invloed zal hebben, met	0 - 245 m*	Wel een piping opgave

55	het voorland (dicht bij dijk), verder zijn sloten aanwezig in het VL. Teen en kopsloten aanwezig in het AL, het maaiveldniveau in het AL is laag (NAP +0.5 tot 1.5 m), bebouwing aanwezig is het AL bij DP 54	uitzondering van beschikbaar voorland (indien afgeweken mag worden van 2x dijkzate)		Waarschijnlijk een opgave
56				Wel een piping opgave
57				
58				
59				
60				
61				Waarschijnlijk een opgave
62				Wel een piping opgave
63				
64				
65				
66	Wisselend voorland lengte met sloten en waterlichamen, Kop en teen sloten in het AL, maaiveldniveau in het VL (NAP + 1.5 - 2.5 m), maaiveldniveau in het AL laag (NAP + 0,5 - 1,0). Vanaf DP 67 is het maaiveldniveau lager (NAP 0,0 - +0,5 m)	Kop/Teensloten redelijk dicht achter dijk m.u.v. DP 67, kwelweglengte kan hierdoor worden beperkt.	0 - 135 m*	Waarschijnlijk een opgave
67				Mogelijk geen opgave
68				Waarschijnlijk een opgave
69				
70	Beperkt VL aanwezig (25 m), geul monding tussen DP 69 en 70, maaiveldniveau in het AL is vrij laag (NAP 0 tot 0,5 m), kop en teen sloten zijn aanwezig in het AL.	Kans klein aanscherping groot invloed zal hebben (kwelweglengte kan niet worden vergroot door de beperkte lengte van het voorland, en aanwezigheid kop en teen sloten)	0 - 185 m*	Wel een piping opgave
71				
72				
73				
74				
75	Lang VL aanwezig, oude geul/ kleiwinputten/waterlichamen aanwezig in het VL, teensloten, achterland maaiveldniveau (NAP 0 - +0,5 m)) Tussen DP 75 en 77 lager maaiveldniveau in het AL (NAP - 0,5 m)	Afhankelijk van de diepte van deze waterlichamen kan een fictief voorland in rekening worden gebracht. Tussen DP 75 en 77 is een lager maaiveldniveau aanwezig. Dit kan voor dunnere deklagen zorgen en het terugschrijdende erosie risico vergroten.	0 - 145 m*	Mogelijk geen opgave
76				Waarschijnlijk een opgave
77				
78				Mogelijk geen opgave
79				
80	Laag maaiveldniveau in het AL (NAP 0 tot +1 m), kop en teen sloten aanwezig in het AL, (heel) kort voorland vanaf DP 81 (ongeveer 20 m).	Kans is klein dat aanscherping een groot invloed zal hebben op de opgave door dat het voorland beperkt is, een laag maaiveldniveau is aanwezig in het AL in combinatie met teen en kopsloten.	0 - 230 m*	Wel een piping opgave
81				
82				
83				
84				
85				
86				
87	Beperkt VL (20-80 m), tussen DP 86 en 87 is een gracht/waterlichaam aanwezig in het AL, bebouwing dicht achter de dijk aanwezig, redelijk hoog maaiveldniveau in het AL (NAP + 1 - 2 m)			Geen data
88				
89				

* Binnen de verschillende groeperingen van dijkpalen zijn er voor bepaalde scenario's ook dijkpalen waar geen kwelweglengtetekort is berekend. Hiervoor wordt het kwelweglengtetekort aangegeven als een range tussen 0 (geen kwelweglengtetekort) en XX meter (wel een kwelweglengtetekort).



Figuur 4-8: Samengevoegd beeld van de gevoeligheidsanalyse van de pipingopgave op basis van de informatie in Tabel 4-2. (legenda: witte bolletjes zijn niet beschouwd, dit is de Lekboulevard waar nog nader onderzoek plaatsvindt)

4.7 Aanbevelingen

Op basis van de resultaten van de gevoeligheidsanalyses wordt aanscherping van verschillende parameters kansrijk geacht. Hiervoor is aanvullend grondonderzoek uitgevraagd zie Memo: Inwinningplan – aanvullen ontbrekende gegevens [30]. Dit grondonderzoek bestaat voornamelijk uit het inmeten van waterlichamen, plaatsen van peilbuisraaien en het maken van sonderingen.

Zodra deze gegevens beschikbaar zijn, bekijken we de volgende zaken opnieuw:

1. Dikte en doorlatendheid van het watervoerend pakket.
2. De responsfactor en hiermee ook het verloop van de stijghoogtelijn in het watervoerend pakket.
3. Weerstand van de deklaag.
4. Het gebruik van een grondwatermodel (D-Geo Flow, 3D grondwatermodel) om de invloed van het voorland, meerlaagsheid en anisotropie in rekening te brengen.
5. Verder in beeld brengen van de bodemscenario's en de invloed hiervan op de pipingberekeningen.

5 Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)

5.1 Methode

De veiligheidsopgave voor erosie van de grasbekleding op het buitentalud is, conform het OI2014v4 [1], deterministisch bepaald met het rekenmodel BM Gras Buitentalud. Met dit rekenmodel is de standtijd van de toplaag bepaald en vergeleken met de stormduur. Indien de standtijd korter is dan de stormduur faalt de grasbekleding (veiligheidsfactor < 1).

Voor deze berekeningen is het dijktraject opgedeeld in 12 dijkvakken, zie Tabel 5-1. Deze opdeling is gebaseerd op de lokale golfcondities, oriëntatie van het dijklichaam en de hoogte van het voorland.

Tabel 5-1: GEBU dijkvakindeling.

GEBU dijkvak	Van	Tot
1	Beatrixsluizen	DP M9+40
2	DP M9+40	DP M20+65
3	DP M20+65	DP M39+107
4	DP M39+107	DP 10+87
5	DP 10+87	DP 14+19
6	DP 14+19	DP 20+83
7	DP 20+83	DP 31+50
8	DP 31+50	DP 43+48
9	DP 43+48	DP 66+48
10	DP 66+48	DP 73+18
11	DP 73+18	DP 78+20
12	DP 78+20	DP 89

5.2 Uitgangspunten

Voor de veiligheidsopgave zijn de hoofduitgangspunten die beschreven staan in de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21], gebruikt. De belangrijkste uitgangspunten hieruit zijn:

- Golfcondities zijn afgeleid bij een kans van 1/222.222 per jaar, conform de SNvU van HDSR [2]. De benodigde (afgeronde) waterstanden voor deze berekeningen zijn bepaald in [3].
- Klimaatscenario W+.
- Er is langs het gehele dijktraject sprake van een grasbekleding in de golfklapzone bij de normwaterstand.
- Dwarsprofielen van de dijk zijn gegenereerd met het AHN3.
- Voor de kwaliteit van de graszode is uitgegaan van een open zode.

In aanvulling hierop zijn onderstaande uitgangspunten ook van toepassing:

- Golfcondities zijn bepaald met Hydra-NL versie 2.7.1 en HRD “WBI2017_Benedenrijn_15-1_v04”.
- Standtijd van de grasbekleding is bepaald met BM Gras Buitentalud versie 19.1.2.8540.
- In overleg met HDSR zijn golfcondities in Hydra-NL berekend bij zichtjaar 2050 omdat er beperkte waterstandsverschillen zijn tussen 2050 en 2073 en omdat de waterstanden uit [3] afgerond zijn op 0,5 meter.
- De dijkprofielen in Hydra-NL bevatten alleen voorland indien de afstand tussen de Hydra-NL uitvoerlocatie en de buitenteen ≥ 50 meter. In een volgende fase kan, indien nodig, het oordeel verder aangescherpt worden door het voorland al bij een afstand ≥ 10 meter mee te nemen conform [17].
- Windgolven zijn maatgevend boven scheepsgolven, ook in de voorhavens [19]. De scheepsgolfhoogtes in de voorhavens van de Beatrixsluizen en de Koninginnensluis zijn berekend in Bijlage H.
- Aanneمة dat het buitentalud op alle rekenlocaties een kleilaagdikte van 0,50 meter heeft. Dit is de maximale kleidikte die door BM Gras Buitentalud geaccepteerd wordt. Op basis van grondonderzoek [5] is geconcludeerd dat de dikte van de kleideklaag op het buitentalud over het gehele traject minstens 0,50 meter is.
- Het zandpercentage van het buitentalud is per rekenlocatie ingeschat a.d.h.v. de boorclassificaties in [5] en de NEN 5104 [6].
- Rekenwaardes voor de graskwaliteit, nodig voor de BM Gras Buitentalud berekeningen, komen uit de Schematiseringshandleiding Grasbekleding [12].
- Er is sprake van een afvoer-gedomineerd watersysteem volgens de Schematiseringshandleiding Grasbekleding [12]. Dit betekent dat de storm geschematiseerd is als een blokfunctie met een stormduur van 12 uur. Met andere woorden: de berekende hydraulische piekcondities zijn constant aanwezig gedurende een periode van 12 uur.
- In de voorhavens van de Beatrixsluizen en de Koninginnensluis bestaat de onderkant van het buitentalud soms uit steenzetting (tot ca. NAP +2m) om het dijklichaam te beschermen tegen dagelijkse scheepsgolven. Bij hoogwater zal de waterstand ver boven deze steenbekleding uitkomen, waardoor deze niet belast wordt. In lijn met de WBI-beoordeling van het traject wordt de faalkans van deze steenzetting bij hoogwater als verwaarloosbaar klein gezien en daarom niet nader beschouwd [7].

5.3 Resultaten

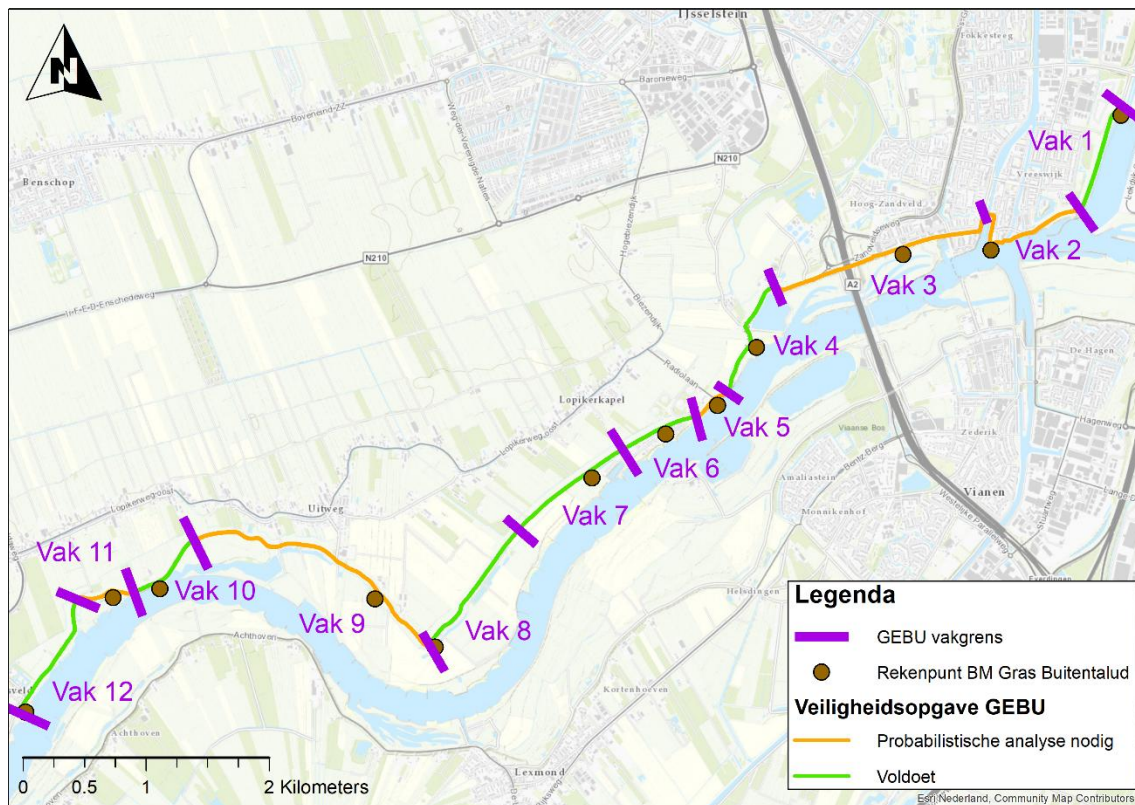
De parameters en resultaten van de BM Gras Buitentalud-berekeningen zijn te vinden in Bijlage B. Een samenvatting hiervan is gegeven in Tabel 5-2. Daarnaast zijn de resultaten in Figuur 5-1 te vinden.

In totaal voldoen 7 vakken wel (veiligheidsfactor ≥ 1) en 5 vakken niet (veiligheidsfactor < 1) op basis van de deterministische berekeningen. De vakken die niet voldoen ondervinden grote golfhoogtes (0,93 – 1,59 meter) door lange striklengtes, soms gecombineerd met een golfrichting die vrijwel loodrecht op de dijk is. Deze vakken kunnen mogelijk alsnog goedgekeurd worden na uitvoering van een (semi-)probabilistische reststerkteberekening.

Zoals vermeld in de uitgangspunten is het voorland geschematiseerd wanneer de afstand tussen Hydra-NL uitvoerlocatie en de buitenteen ≥ 50 meter is. Volgens de nieuwe handleiding voor het schematiseren van voorlanden [17] mag dit al vanaf 10 meter langs rivieren. Om het effect hiervan op de deterministische GEBU berekeningen te onderzoeken zijn voor GEBU dijkvak 3 (één van de meest kritieke dijkvakken met relatief veel voorland) de golfcondities herberekend incl. deze voorlandschematisatie. Hieruit blijkt dat de veiligheidsfactor met 0,05 daalt (van 0,26 naar 0,21). Het voorland zorgt voor een reductie in golfhoogte (van 1,59 m naar 1,51 m), maar ook voor refractie van de golven waardoor deze loodrecht de dijk aanvallen (van ca. 225 °N naar 220 °N, vergeleken met de dijknormaal van 160 °N), resulterend in een iets lagere veiligheidsfactor. Deze wijziging in voorlandschematisatie heeft echter geen significante gevolgen voor de veiligheidsopgave.

Tabel 5-2: Resultaten van de deterministische BM Gras Buitentalud-berekeningen per GEBU dijkvak. Er is sprake van falen indien de veiligheidsfactor kleiner is dan 1.

GEBU dijkvak	Veiligheidsfactor	Standtijd
1	10,00	Faalt niet
2	0,17	2 uur
3	0,26	4,25 uur
4	6,88	Faalt niet
5	0,84	10,75 uur
6	10,00	Faalt niet
7	1,21	Faalt niet
8	3,27	Faalt niet
9	0,15	1,75 uur
10	1,35	Faalt niet
11	0,33	5 uur
12	10,00	Faalt niet



Figuur 5-1: GEBU vakindeling & deterministische BM Gras Buitentalud rekenresultaten.

5.4 Conclusies

Op basis van de deterministische BM Gras Buitentalud-berekeningen kunnen 7 van de 12 GEBU dijkvakken goedgekeurd worden. De overige 5 dijkvakken voldoen mogelijk bij het uitvoeren van een (semi-)probabilistische reststerkteberekening.

5.5 Aanbevelingen

Het uitvoeren van een reststerkteberekening voor de vijf vakken die niet voldoen kan mogelijk alsnog tot goedkeuring leiden. In deze berekening wordt gekeken of de benodigde sterkte ontleed kan worden aan de reststerkte van de kleilaag onder de grasmat [18]. Aangezien deze analyse alleen uitvoerbaar is voor erosiebestendige klei moet er informatie ingewonnen worden over de kleikwaliteit op deze locaties. Tot slot is het in deze nadere analyses wenselijk om voorland al vanaf een lengte van 10 m mee te nemen [17], aangezien dit voor maatgevendere condities zorgt. Dit wordt opgepakt in de verdere aanscherping in komende fase.

6 Grasbekleding erosie kruin & binnentalud (GEKB)

6.1 Methode

De veiligheidsopgave voor erosie van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud is bepaald aan de hand van de volgende twee toetsen:

1. Deterministische GEKB toets: in deze toets is de sterkte van de grasbekleding deterministisch beschouwd. Dit houdt in dat het hydraulische belastingniveau (HBN) bij vastgestelde overslagdebieten is bepaald in Hydra-NL (1, 5 en 10 l/s/m, zie ook de uitgangspunten onder paragraaf 6.2.2). De gevonden HBNs zijn vergeleken met het verwachte kruinniveau aan het einde van de levensduur van het dijklichaam, rekening houdend met bodemdaling en klimaatverandering.
2. Probabilistische GEKB toets: HDSR hanteert als (deterministisch) uitgangspunt dat er lokaal een overslagdebiet van maximaal 10 l/s/m is toegestaan (zie paragraaf 6.2.2). Op basis hiervan zouden locaties die in de deterministische GEKB toets een hoogtetekort hebben bij $q = 10$ l/s/m afgekeurd worden. Dit oordeel kan echter aangescherpt worden door de sterkte van de grasbekleding probabilistisch te beschouwen in Riskeer i.p.v. deterministisch. Op deze wijze kan er op sommige locaties een hoger overslagdebiet ($q > 10$ l/s/m) toegestaan worden, wat alsnog tot goedkeuring leidt.

Uit beide toetsen volgt het verschil tussen het kruinniveau aan het einde van de levensduur en het berekende HBN. Indien het kruinniveau lager is dan het HBN wordt er gesproken van een hoogtetekort, indien het kruinniveau hoger is dan het HBN is er sprake van overhoogte. Het kan zijn dat er sprake is van overhoogte bij overslagdebieten die gehanteerd worden voor het GEKB-berekeningen, maar dat deze overslagdebieten leiden tot macro-instabiliteit (faalmechanisme STBI). Technisch gezien is er in dit geval ook sprake van een hoogtetekort. Het uiteindelijke veiligheidsoordeel voor GEKB moet daarom afgestemd worden met het STBI veiligheidsoordeel voor overslagsituaties. Aangezien STBI sommen voor deze situaties nog niet uitgevoerd zijn zal de samenhang tussen GEKB en GEBU meegenomen worden bij het opstellen van kansrijke oplossingen.

6.2 Uitgangspunten

Voor de veiligheidsopgave zijn de hoofduitgangspunten die beschreven staan in de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21] gebruikt. Hieronder zijn de belangrijkste uitgangspunten herhaald en eventueel aangevuld.

6.2.1 Uitgangspunten – algemeen

- Voor het dijklichaam geldt een ontwerplevensduur van 50 jaar. Dit betekent dat zichtjaar 2073 is aangehouden.
- Klimaatscenario W+.
- Dwarsprofielen van de dijk zijn gegenereerd met het AHN3, welke voor dit gebied is ingewonnen in 2014 [14].

- Bodemdaling per dijkpaal is gebaseerd op satellietmetingen [4].
- Windgolven zijn maatgevend boven scheepsgolven, ook in de voorhavens [19]. De scheepsgolfhoogtes in de voorhavens van de Beatrixsluizen en de Koninginnensluis zijn berekend in Bijlage H.
- De HBNs zijn berekend voor 2050 en 2100 en daarna lineair geïnterpoleerd naar zichtjaar 2073.
- Rekenresultaten die alleen bij HRD uitvoerlocaties beschikbaar zijn, zijn met een GIS-analyse aan de dijkpalen gekoppeld o.b.v. de kortste afstand tot elkaar.
- Hoogtetekorten/overhoogtes zijn conservatief afgerond in negatieve richting.

6.2.2 Uitgangspunten – deterministisch

- De benodigde HBNs zijn bepaald in [3] met de HRD “WBI2017_Benedenrijn_15-1_v03”. Voordat de HBN-waarden zijn overgenomen is de juistheid van de berekeningen in [3] nagegaan. Hieruit blijkt dat in de voorhaven van de Koninginnensluis (dijkpalen M17 t/m M23) de dwarsprofielen van het dijkprofiel aan de verkeerde Hydra-NL uitvoerlocaties zijn gekoppeld door de afwijkende geometrie van de voorhaven, waardoor de HBNs incorrect zijn berekend. Deze zijn als volgt opnieuw bepaald:
 - o M17 t/m M19 en M21 t/m M23: geen nieuwe deterministische toets uitgevoerd maar direct een probabilistische toets in Riskeer.
 - o M20: alleen een nieuwe deterministische toets uitgevoerd en geen probabilistische toets omdat deze dijkpaal boven op een kerende muur staat (oostzijde Emmabrug) en dus als een verticale constructie geschematiseerd moet worden. Deze situatie kan niet probabilistisch in Riskeer getoetst worden.
- In principe wordt er uitgegaan van een overslagdebiet $q = 5 \text{ l/s/m}$, maar lokaal mag er afgeweken worden naar $q = 1 \text{ l/s/m}$ of $q = 10 \text{ l/s/m}$ [2]. De deterministische GEKB toetsing is daarom voor deze drie overslagdebieten uitgevoerd.

6.2.3 Uitgangspunten – probabilistisch

- Probabilistische berekeningen zijn uitgevoerd met Riskeer versie 19.1.1.2 i.c.m. HRD “WBI2017_Benedenrijn_15-1_v04”.
- In overleg met HDSR zijn golfcondities in Riskeer berekend bij zichtjaar 2050 omdat er beperkte waterstandsverschillen zijn tussen 2050 en 2073.
- De dijkprofielen in Hydra-NL bevatten alleen voorland indien de afstand tussen de Hydra-NL uitvoerlocatie en de buitenteen ≥ 50 meter. In een volgende fase kan, indien nodig, het oordeel verder aangescherpt worden door het voorland al bij een afstand ≥ 10 meter mee te nemen conform [17].
- Voor de kwaliteit van de graszode is uitgegaan van een open zode.
- Parameters voor de lognormale kansverdeling voor de sterkte van de grasbekleding komen uit de Schematiseringshandleiding Grasbekleding [12].

6.3 Resultaten

6.3.1 Deterministische toets

In Bijlage C is de rekeninvoer en het resultaat per dijkpaal gepresenteerd in een tabel en verschillende kaarten. Tabel 6-1 is hier een samenvatting van.

Bij een overslagdebiet van 5 l/s/m (= uitgangspunt) liggen ca. 80% van de getoetste dijkenpalen boven het HBN (overhoogte) en ca. 20% hieronder (hoogtetekort). Overhoogte vindt voornamelijk plaats bij oostelijk georiënteerde dijkgedeeltes, terwijl hoogtetekorten voornamelijk voorkomen bij zuid/westelijk oriëntatie. Dit is te verklaren doordat de maatgevende windrichting het zuidwesten is, en het merendeel van de windgolven dus uit deze richting komt. Wanneer er gekozen wordt voor 1 l/s/m als overslagdebiet voldoet nog maar iets meer dan de helft van de locaties. Indien 10 l/s/m wordt toegestaan reduceert het aantal dijkenpalen met een hoogtetekort naar ca. 7%. Dit betreft in totaal 8 dijkenpalen ter hoogte van Uitweg, camping Klein Scheveningen, westelijk van de A2, de voorhaven van de Koninginnensluis en aan zowel oostelijke als westelijke zijde van de Rijkshulpschutsluis. Hier is sprake van relatief grote golfhoogtes door een lange strijkengte bij zuid/zuidwestelijke wind. Deze 8 dijkenpalen zijn probabilistisch getoetst.

Tabel 6-1: Resultaten deterministische GEKB toets.

	Aantal dijkenpalen		
	q = 1 l/s/m	q = 5 l/s/m	q = 10 l/s/m
Hoogtetekort (Kruinhoogte in 2073 – HBN < 0.00 m)	58	25	9
Overhoogte (Kruinhoogte in 2073 – HBN ≥ 0.00 m)	63	96	112
Niet deterministisch getoetst, alleen probabilistisch (voorhaven Koninginnensluis)	6		

6.3.2 Probabilistische toets

In Bijlage D is de rekeninvoer en het resultaat per probabilistisch getoetste dijkpaal gepresenteerd. Tabel 6-2 is hier een samenvatting van.

In totaal is voor 14 dijkenpalen een probabilistische GEKB toets uitgevoerd. Hiervan voldoen er 10 na de toetsing wel en 4 niet. Het probabilistische HBN is tussen de 6 cm en 43 cm gunstiger dan het deterministische HBN.

Tabel 6-2: Resultaten probabilistische GEKB toets.

Dijkpaal	Kruinhoogte in 2073 [m+NAP]	HBN zichtjaar 2073 [m+NAP]	Hoogtetekort / overhoogte [m] *
M14	7,47	7,26	0,21
M15	7,41	7,19	0,22
M17	7,11	7,25	-0,14
M18	7,01	7,45	-0,44
M19	7,26	7,40	-0,14
M21	7,62	6,85	0,77
M22	7,77	6,85	0,92
M23	7,93	6,82	1,11

M35	6,80	6,86	-0,07
15	7,11	6,96	0,15
17	7,08	6,96	0,12
52	6,92	6,70	0,21
53	6,77	6,70	0,06
57	6,80	6,62	0,17

* Bevat afrondingsverschillen i.v.m. conservatief afronden in negatieve richting.

6.4 Conclusies

Uitgaande van een toegestaan overslagdebiet van 5 l/s/m voldoet ca. 20% van de getoetste dijkpalen niet (25 van de 127 locaties). Indien 10 l/s/m op deze locaties toegestaan wordt reduceert het aantal afkeuringen naar 3% (4 van de 127 locaties). Op deze afgekeurde locaties is sprake van aanval door hoge golven door een zuid/westelijk georiënteerde dijk in combinatie met lange strijklengtes uit deze richting.

6.5 Aanbevelingen

Zoals genoemd in de uitgangspunten mag conform [17] voorland (tussen Hydra-NL uitvoerlocatie en buitenteen) al bij een lengte ≥ 10 meter meegenomen worden. Bij de deterministische HBNs uit [3] is het voorland niet beschouwd, en in de probabilistische berekeningen is dit pas bij lengte ≥ 50 meter gedaan. Zoals beschreven in paragraaf 5.3 leidt het meenemen van voorland met lengte ≥ 10 meter tot golfhoogtes die enkele centimeters lager liggen, waardoor het HBN ook enkele centimeters lager kan uitvallen. Voor zowel de deterministische als probabilistische toetsresultaten betekent dit dat dijkpalen die bij een bepaald overslagdebiet enkele centimeters hoogtetekort hebben mogelijk alsnog voldoen.

7 Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)

7.1 Methode

De veiligheidsopgave voor afschuiven van de grasbekleding op het buitentalud is bepaald aan de hand van de eenvoudige toets zoals beschreven in WBI Bijlage III [13].

7.2 Uitgangspunten

Voor de veiligheidsopgave zijn de hoofduitgangspunten die beschreven staan in de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21] gebruikt. Hieronder zijn de belangrijkste uitgangspunten herhaald en eventueel aangevuld:

- Klimaatscenario W+.
- Golfcondities zijn bepaald bij de norm ($T=10.000$ jaar) [13].
- De waterstandsgegevens die nodig zijn voor het berekenen van de golfcondities zijn bepaald in [3] met de HRD "WBI2017_Benedenrijn_15-1_v03".
- Golfcondities zijn berekend met Hydra-NL versie 2.7.1 en HRD "WBI2017_Benedenrijn_15-1_v04".
- In overleg met HDSR zijn golfcondities in Hydra-NL berekend bij zichtjaar 2050 omdat er beperkte waterstandsverschillen zijn tussen 2050 en 2073 en omdat de waterstanden uit [3] afgerond zijn op 0,5 meter.
- Windgolven zijn maatgevend boven scheepsgolven, ook in de voorhavens [19].
- De dijkprofielen in Hydra-NL bevatten alleen voorland indien de afstand tussen de Hydra-NL uitvoerlocatie en de buitenteen ≥ 50 meter. In een volgende fase kan, indien nodig, het oordeel verder aangescherpt worden door het voorland al bij een afstand ≥ 10 meter mee te nemen conform [17].
- Rekenresultaten die alleen bij HRD uitvoerlocaties beschikbaar zijn, zijn met een GIS-analyse aan de dijkpalen gekoppeld o.b.v. de kortste afstand tot elkaar.

7.3 Resultaten

Het dijktraject bestaat van dijkpaal M10 t/m dijkpaal 89 (westgrens) uit grasbekleding op een kleikern [7] **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**, waardoor de faalkans op deze locaties verwaarloosbaar is [13]. Op de overgebleven locaties kan op basis van boringen en dwarsprofielen van de vorige dijkversterking [20] en recentere boringen [5] geconcludeerd worden dat er geen zandscheggen aanwezig zijn en dat het buitentalud een deklaag van minstens 1,0 meter klei heeft. Op basis van deze dikte en de golfhoogtes in Tabel 7-1 zijn dijkpalen M1 t/m M9 goedgekeurd op GABU [13].

Tabel 7-1: Golfhoogtes bij dijkpalen M1 t/m M9 bij $T=10.000$ jaar, zichtjaar 2050, klimaatscenario W+.

Dijkpaal	Hydra-NL uitvoerlocatie (HRD v4)	Golfhoogte [m]
M1	015-01_0231_9_LE_km0949	0,34
M2	015-01_0230_9_LE_km0949	0,25
M3	015-01_0229_9_LE_km0949	0,25

M4	015-01_0228_9_LE_km0949	0,33
M5	015-01_0227_9_LE_km0949	0,34
M6	015-01_0226_9_LE_km0949	0,35
M7	015-01_0225_9_LE_km0949	0,39
M8	015-01_0224_9_LE_km0949	0,48
M9	015-01_0223_9_LE_km0949	0,53

7.4 Conclusies

Het gehele dijktraject is goedgekeurd voor het faalmechanisme GABU. Dijkpalen M1 t/m M9 zijn goedgekeurd omdat de deklaag van klei veel dikker is dan de optredende golfhoogtes. Bij de berekening van deze golfhoogtes is voorland pas geschematiseerd wanneer de voorlandlengte ≥ 50 meter. Zoals genoemd in paragraaf 5.3 leidt het meenemen van voorland met lengte ≥ 10 meter tot golfhoogtes die enkele centimeters lager liggen. Hierdoor verandert het veiligheidsoordeel voor GABU niet.

8 Grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI) en Microstabiliteit (STMI)

In dit hoofdstuk wordt de veiligheidsopgave van het faalmechanisme GABI samen beschouwd met die van het faalmechanisme microstabiliteit (STMI). Dit is gedaan omdat deze twee toetssporen sterk gerelateerd zijn. Bij een overslagdebiet dat bij de norm groter is dan 0,1 l/s/m moet gebruik worden gemaakt van het toetsspoor voor het faalmechanisme GABI en bij een overslagdebiet dat bij de norm kleiner is dan 0,1 l/s/m moet gebruik worden gemaakt van het toetsspoor voor het faalmechanisme STMI.

8.1 Methode

Binnen de Verkenningfase is gekozen om per dijkpaal een veiligheidsoordeel te geven voor het faalmechanismes GABI en STMI. Als eerste is per dijkpaal een hoogtetoets voor een golfoverslag debiet van 0,1 l/s/m uitgevoerd. Aan de hand van deze resultaten is per dijkpaal bepaald of het toetsspoor voor het faalmechanisme GABI of STMI gevolgd moest worden.

Hierna is verdergegaan met het uitvoeren van de eenvoudige toets en waar nodig de gedetailleerde toets. Voor kleidijken en zanddijken met een kleibekleding is de gedetailleerde toets hetzelfde voor GABI en STMI [12][15].

In de gedetailleerde toets voor een zanddijk met een kleibekleding wordt onderscheid gemaakt tussen het opdrukken van de kleibekleding wat kan leiden tot het uitspoelen van zand door de kleibekleding en het afschuiven van de kleibekleding. Om tot een veilig oordeel te kunnen komen, moet voor alle mechanismen de veiligheidsfactor groter dan of gelijk zijn aan 1.

8.2 Uitgangspunten

Voor de veiligheidsopgave zijn de uitgangspunten die beschreven staan in de 'Notitie Technische Uitgangspunten' [21] gebruikt. De belangrijkste uitgangspunten worden hier kort herhaald.

8.2.1 Gebruikte parameters

De parameters gebruikt in de gedetailleerde toets zijn bepaald aan de hand van Tabel 2.b uit Eurocode 7 Geotechniek [25][25]. De parameters voor klei zwak zandig zijn gebruikt:

- Hoek van inwendige wrijving: $\varphi' = 22,5$ graden
- Cohesie: $c' = 5$ kPa
- Volumieke massa grond: $\rho_g = 1835$ kg/m³ (behorend bij een $\gamma_c = 18$ kN/m³)

Verder is ook nog een inschatting gemaakt van de laagdikte. Voor klei dijken is een laagdikte van 0,5 m gebruikt en voor zand dijken met een klei bekleding is een laagdikte van 0,4 m gebruikt [7]. Bij de Voorhavendijk is de dijk opgebouwd uit een zand kern met een klei bekleding (DP M1 – M9). Voor de overige dijkpalen is de dijk opgebouwd uit klei (DP M10 – DP 89).

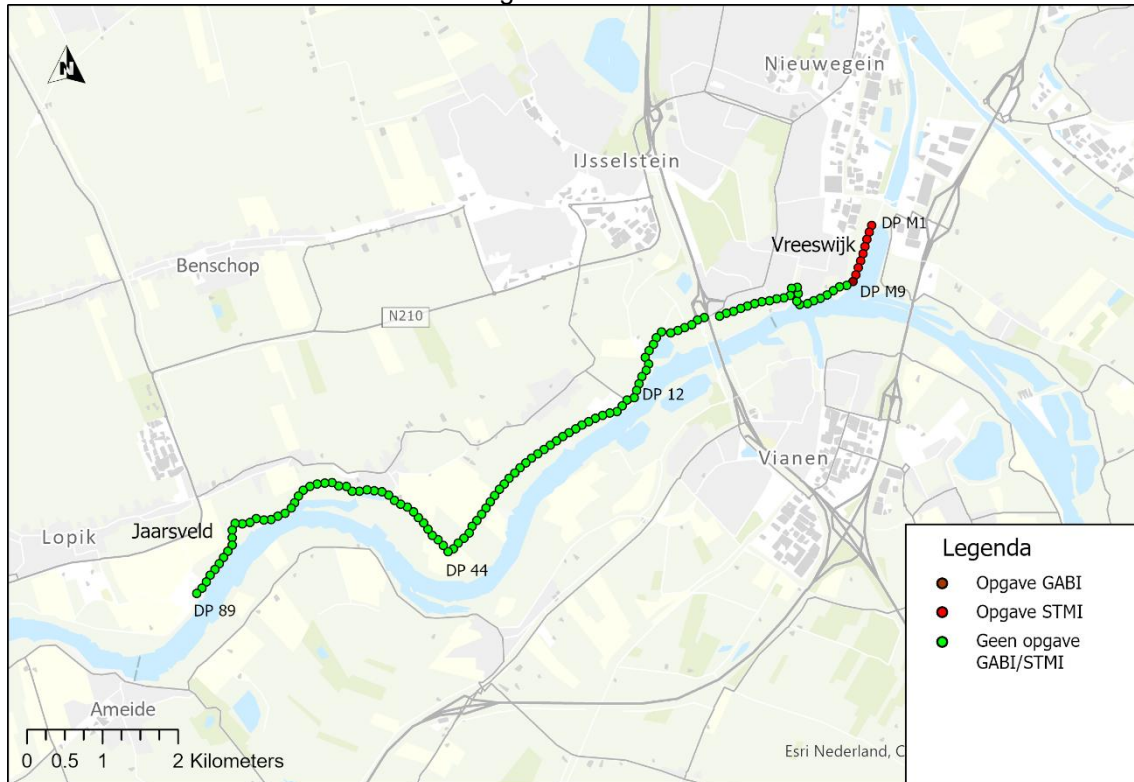
8.3 Resultaten

8.3.1 Eenvoudige toets

Uit de eenvoudige toets is gekomen dat 85 van de 127 getoetste dijken voldoen aan het criterium voor de eenvoudige toets. Voor deze dijken wordt het oordeel 'faalkans verwaarloosbaar' toegekend. Voor de 42 overige dijken is een gedetailleerde toets gedaan.

8.3.2 Gedetailleerde toets

In Figuur 8-1 is een overzicht van de veiligheidsopgave voor de twee verschillende toetssporen. Uit de gedetailleerde toets is gekomen dat voor 8 dijken er een veiligheidsopgave is voor de toetsspoor GABI en 1 dijkpaal met een veiligheidsopgave voor de toetsspoor STMI. In Bijlage E is een overzicht van de resultaten van de gedetailleerde toets.



Figuur 8-1: Veiligheidsopgave GABI en STMI

8.4 Conclusies

Uit de veiligheidsopgave is gebleken dat voor 9 dijken er een opgave is of voor GABI of voor STMI. Deze 9 locaties zijn allemaal bij de Voorhavendijk ten westen van de Beatrixsluis. De dijk bestaat hier uit een zandige kern met daarop een kleibekleding van 0,4 m. Verder heeft de Voorhavendijk een binnentaludhelling van 1:2,5.

8.5 Aanbevelingen

Een mogelijke optimalisatie zou zijn het beter in kaart brengen van de dikte van de kleilaag. Uit een simpele gevoeligheidsanalyse blijkt dat een kleilaag van tenminste 0.89 m dik nodig is om de opgave voor deze dijkpalen weg te rekenen (zie, Bijlage E, Tabel E 3). Echter, dit blijkt in de praktijk vaak niet zo dik te zijn.

Ten tweede zou het beter schematiseren van de freatische lijn in de dijk, mogelijk tot goedkeuring kunnen leiden. In de huidige berekening is de freatische lijn in de dijk geschematiseerd volgens de methode die beschreven staat in het TRWD [31] (Bijlage A – Geval 2A). Dit kan nog worden aangescherpt door middel van een gedetailleerd model en/of peilbuis gegevens. Deze optimalisatie kan worden uitgevoerd in een volgende fase.

9 NWO's

Hiervoor wordt eerst een inventarisatie van alle risicovolle objecten gedaan. Dit hoofdstuk wordt later aangevuld.

10 Kunstwerken

10.1 Methode

De veiligheidsopgave voor de kunstwerken is bepaald conform het OI2014v4 [1].

Voor kunstwerken worden vier faalmechanismen onderscheiden, namelijk:

- Hoogte (HTKW).
- Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)
- Piping (PKW).
- Sterkte en stabiliteit (STKWp), bestaande uit:
 - o Stabiliteit constructie en grondlichaam (STCG)
 - o Sterkte waterkerende constructieonderdelen (STCO)

10.2 Uitgangspunten

De kunstwerken die binnen de scope van dit hoofdstuk vallen zijn beperkt tot kunstwerken die naast een waterkerende functie ook nog een andere functie hebben. Dit zijn:

- Gemeentesluis
- Rijkshulpschutsluis
- Oude effluentleiding van zuivering Vreeswijk

Overige ‘kunstwerken’ zoals damwanden en keerwanden die enkel een onderdeel zijn van de waterkering worden meegenomen in de overige toetssporen.

Voor de veiligheidsopgave zijn de hoofduitgangspunten gebruikt die beschreven staan in de ‘Notitie Technische Uitgangspunten’ [21]. Voor de kunstwerken zijn de belangrijkste uitgangspunten:

- De ontwerplevensduur van constructieve elementen met een waterkerende functie is 100 jaar met zichtjaar 2123.
- Klimaatscenario W+.
- Ontwerpwaterstanden zijn bepaald met Hydra-NL versie 2.7.1.
- De kunstwerken worden getoetst aan de ondergrens die correspondeert met een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. In Tabel 10-1 is de faalkanseis per toetsspoor weergegeven.
- De verwachte bodemdaling is 4 mm/jaar.

Tabel 10-1: Norm (ondergrens) voor faalkanseis per toetsspoor [A]

Toetsspoor	Gemeentesluis	Rijkshulpschutsluis
Hoogte kunstwerk (HTKW)	1/41.667 per jaar	n.v.t., hoogte grondlichaam maatgevend, zie par. 9.4.2
Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk (BSKW)	1/750.000 per jaar	n.v.t. kunstwerk permanent gesloten, zie par. 9.4.2
Piping kunstwerk (PKW)	1/2.000.000 per jaar	1/2.000.000 per jaar
Constructief falen (STKWp)	1/1.500.000 per jaar	1/1.500.000 per jaar

10.3 Beschrijving kunstwerken

Binnen het traject Jaarsveld-Vreeswijk zijn twee sluizen aanwezig (Figuur 10-1). In de volgende subparagrafen worden deze nader toegelicht.



Figuur 10-1: Omgeving van Gemeentesluis en Rijkshulpschutsluis

10.3.1 Gemeentesluis

De Gemeentesluis is gelegen aan de noordkant van de Lek ter hoogte van dijkpaal M16, in de plaats Vreeswijk (gemeente Nieuwegein). De Gemeentesluis wordt ook wel Oude Sluis genoemd. Het beheer is sinds 1994 in handen van HDSR.

De Gemeentesluis is een omgebouwde schutsluis, aangelegd in het begin van de jaren 1820. De sluis bestaat uit twee kolken en drie hoofden. In 1980 zijn de oorspronkelijk puntdeuren in het buitenhoofd vervangen door de huidige inlaatconstructie met schuiven.

De inlaatconstructie bestaat uit 2 kokers, 3,50 m breed bij 2,35 m hoog en met een drempelhoogte van NAP $-1,15$ m. In elk van de kokers zijn twee schuiven aanwezig.

De inlaatschuiven vormen het waterkerende middel in de twee doorgangen.

Wanneer de schuiven gesloten zijn heeft het kunstwerk een kerende hoogte van NAP $+7,80$ m (bovenzijde constructie). In Figuur 10-2 is een foto van de inlaatconstructie in het buitenhoofd opgenomen.

De inlaatconstructie in het buitenhoofd is verder voorzien van een dubbele schotbalkspanning aan de rivierzijde en een enkele schotbalkspanning aan de binnenzijde.



*Figuur 10-2: Inlaatconstructie in het buitenhoofd van de Inlaatsluis Gemeentesluis
(Links: Rivierzijde; Rechts: binnenzijde sluis)*

De puntdeuren in het midden- en binnenhoofd functioneren nog. Deze zijn vernieuwd in 1986 en worden gebruikt om het water in de boven- en benedenkolk op te zetten gedurende hoogwater op de Lek. De puntdeuren in het middenhoofd hebben een hoogte van ongeveer NAP $+5,75$ m en in het binnenhoofd een hoogte van ongeveer NAP $+2,50$ m.

De bovenkolk heeft een oppervlakte van $25 \times 80 \text{ m}^2$. Het laagste punt van de kade is ongeveer NAP $+4,41$ m. De benedenkolk heeft een oppervlakte van $20 \times 90 \text{ m}^2$ en het laagste punt van de kade is ongeveer NAP $+3,00$ m. [Bron: AHN].

Gebruik en bediening

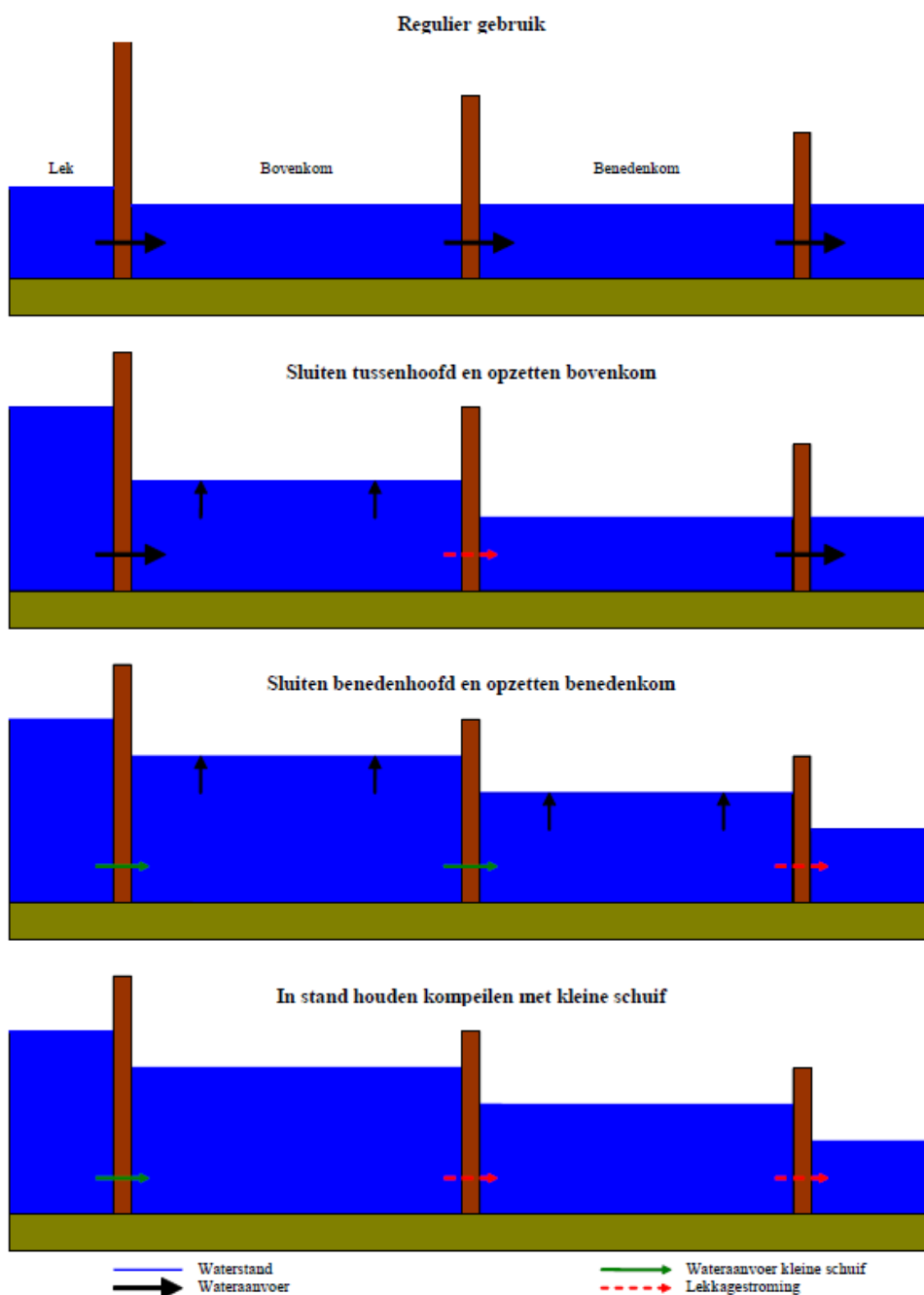
De hoofdfunctie van dit kunstwerk is het onder vrij verval inlaten van water vanuit de Lek. Bij een hoge waterstand op de Lek en bij zeer lage waterstanden op de Lek (negatief verval) functioneert de inlaatsluis als waterkering.

In Figuur 10-3 is een schema gegeven met de bediening van de sluis. De schuiven aan de Lekzijde staan, in het geval van waterbehoefte, open bij een waterstand op de Lek kleiner of gelijk aan NAP $+3,00$ m. Bij hoge waterstanden wordt de waterstand in de kolken verhoogd om het risico op piping tegen te gaan. Bij een waterstand op de Lek tussen NAP $+3,00$ m en NAP $+4,50$ m wordt het water in de bovenkolk opgezet tot NAP $+2,50$ m door de deuren in het

middenhoofd te sluiten en het water via het inlaatwerk (bovenhoofd) in te laten. Bij het inlaten van water worden de schuiven niet geheel geopend ('geknepen').

Bij waterstanden op de Lek boven NAP+4,50 m wordt het water in de bovenkolk verder opgezet tot NAP +4,00 m. Op hetzelfde moment wordt het water in de benedenkolk opgezet tot NAP +2,50 m. Hiervoor dienen ook de puntdeuren van het benedenhoofd te worden dichtgezet. In het middenhoofd zijn twee omloopriolen aanwezig, deze worden bediend door de schuiven die aan weerszijden van de brug zijn, en in de deuren van het benedenhoofd zijn schuiven aanwezig waarmee het peil in de sluiskommen kan worden beheerst.

De bediening van de schuiven is automatisch. Deze schuiven zijn tevens te sluiten door middel van handbediening. In de schachten zijn twee handmatig bedienbare plaatschuiven aangebracht waarmee het water in de bovenkom wordt opgezet bij waterstanden boven NAP +4,50 m.



Lek 3,0 tot 4,5m +NAP
 Bovenkolk wordt opgezet
 tot 2,5m +NAP

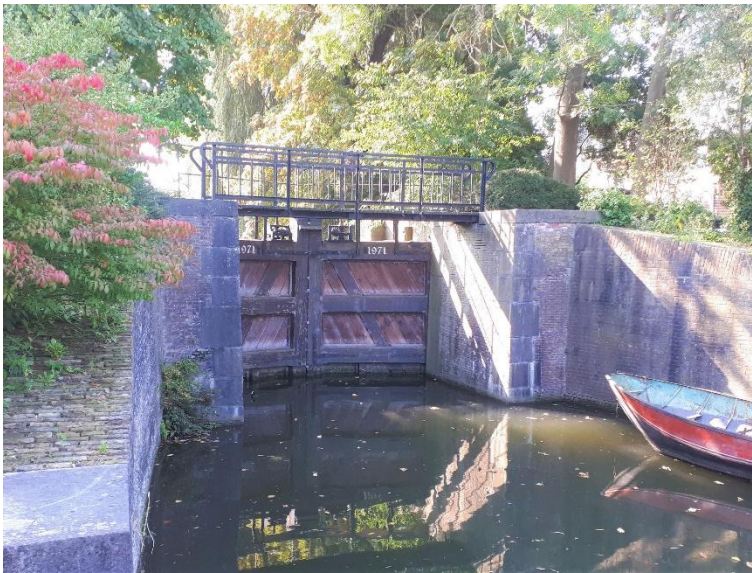
Lek > 4,5m +NAP
 Bovenkolk wordt opgezet
 tot 4,0m +NAP en
 benedenkolk wordt
 opgezet tot 2,5m +NAP

Figuur 10-3: Bediening Gemeentesluis

10.3.2 Rijkshulpschutsluis

De Rijkshulpschutsluis ligt aan de noordkant van de Lek ter hoogte van dijkpaal M14, in Vreeswijk. De Rijkshulpschutsluis wordt beheerd door HDSR. Tot 1972 was deze sluis in beheer en onderhoud bij Rijkswaterstaat Directie Utrecht.

In 1818 is de sluis in de plaats gekomen van een duiker, die door de stad Utrecht in 1638 was gemaakt. In 1948 zijn er in het buitenhoofd schotbalken geplaatst ter afsluiting van de sluis en vanaf 1952 is de sluis permanent gesloten. In 1971 zijn de twee puntdeuren (Figuur 10-4) in het binnenhoofd vernieuwd en zijn de schotbalken in het buitenhoofd vervangen door een betonnen keerwand.



Figuur 10-4: Puntdeuren in binnenhoofd

In 1990 is het buitenhoofd aan weerszijden dichtgezet met betonnen L-wanden bekleed met metselwerk. Het gehele buitenhoofd is hierbij dichtgestort en de puntdeuren in het binnenhoofd staan permanent gesloten. Deze L-wanden zijn op de bestaande fundering gefundeerd. Het grondlichaam is opgebouwd uit een kern van zand en een afdekkende kleilaag. In de bestaande fundering zijn houten schermen opgenomen, de vloer in de kolk is voorzien van een filterconstructie over circa 20 m.

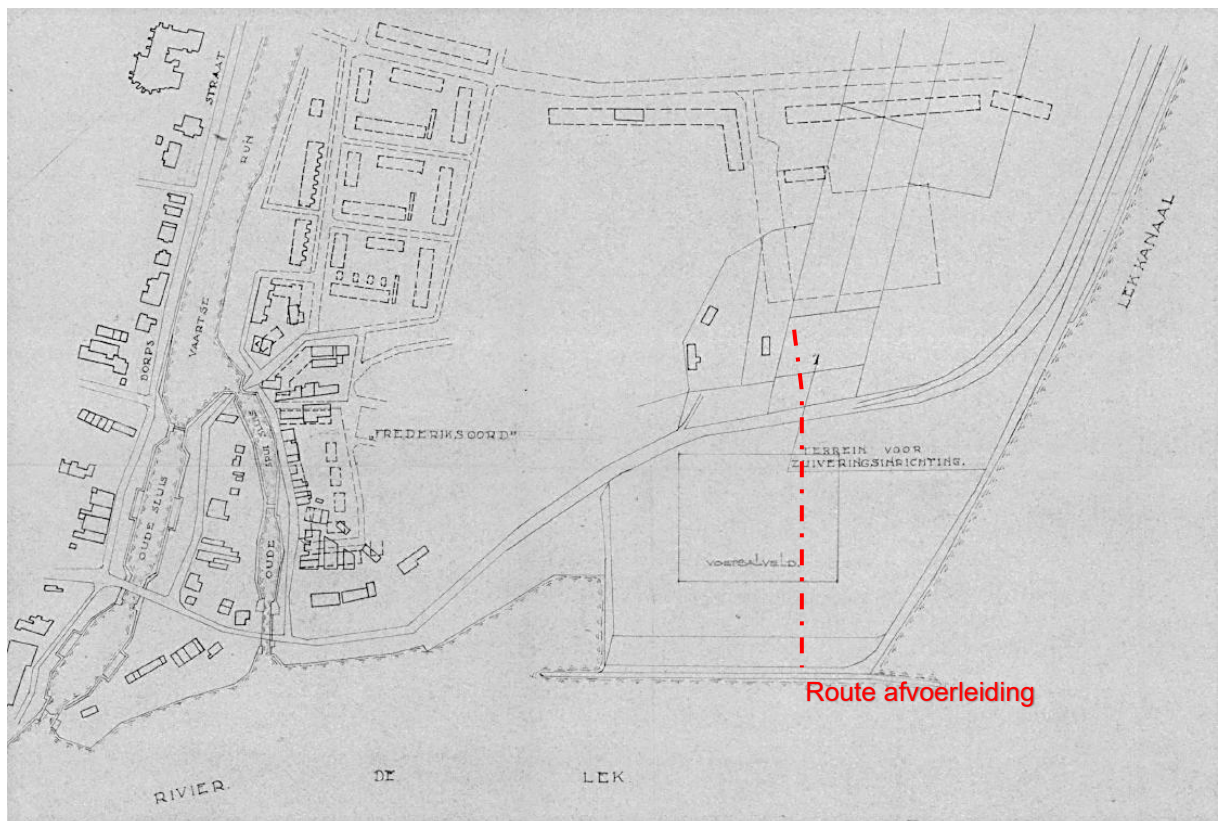
Gebruik en bediening

De sluis staat permanent gesloten. Bij waterstanden in de Lek boven NAP +4,80 m wordt het water in de kolk opgezet tot NAP +2,50 m door middel van pompen. Dit is van belang om het opbarsten van de bodem door de hoge grondwaterdruk te voorkomen.

10.3.3 Effluentleiding

Deze effluentleiding (type AC250) behoort bij een rioolzuiveringsinstallatie (RWZI) uit 1950. In 1973 is het RWZI met bijbehorende leidingen overgedragen naar de Provincie en in 1974 is deze ontmanteld. Deze effluentleiding is buiten gebruik. Alleen het rioolgemaal is nog steeds in gebruik.

De leiding zou ter hoogte van dijkpalen punt M10+40m liggen, maar de precieze locatie is onbekend. Uit tekeningen lijkt dat men in eerste instantie voor de route van de afvoerleiding bedacht had dat deze buitendijks evenwijdig aan de dijk zou moeten lopen (kaarten 1953 en 1955). Maar in 1957 lijkt men definitief gekozen te hebben voor de kortste route naar de Lek, loodrecht naar beneden.



Figuur 10-5: Locatie afvoerleiding conform tekening uit 1957

10.4 Resultaten

In Tabel 10-2 is een overzicht gegeven van de veiligheidsopgave per toetsspoor. Daarna volgt er per kunstwerk een korte uitleg van de opgave. De analyse van de kunstwerken is in Bijlage F toegevoegd.

Tabel 10-2: Overzicht van de resultaten van de veiligheidsopgave

Toetsspoor	Gemeentesluis	Rijkshulpschutsluis	Effluentleiding
HTKW	Geen opgave	-	-
BSKW	Wel een opgave	-	-
PKW	Wel een opgave	Wel een opgave	Geen oordeel
STKW	Geen opgave	Geen opgave	Geen oordeel

10.4.1 Gemeentesluis

HTKW

De Gemeentesluis voldoet op het toetsspoor hoogte, omdat voor het zichtjaar 2123 het maatgevend overslagdebiet (74,2 l/s/m, bepaald met Hydra-NL berekeningen) niet leidt tot het bezwijken van de bodembescherming ofwel het overschrijden van het kombergend vermogen binnen de duur van een maatgevende afvoergolf (zie Bijlage F).

BSKW en PKW

Voor de toetssporen betrouwbaarheid sluiting en piping is er een opgave. Voor betrouwbaarheid sluiting geldt dat er te veel onzekerheid heerst met betrekking tot de afhankelijkheid van het falen van de sluiting van de schuiven in het buitenhoofd. De faalkans voor de tweede set keermiddelen is hiermee vrij groot. Nadere beschouwing van de afhankelijkheid kan leiden tot een reductie van de faalkans, waarmee deze tot onder de norm kan worden terugbracht. Indien dit niet het geval is, dient de afhankelijkheid tussen beide sets schuiven verkleind te worden.

De betrouwbaarheid van sluiten van het midden- en binnenhoofd leidt tot een onvoldoende oordeel voor het toetsspoor piping, aangezien de betrouwbaarheid voor het opzetten van de sluiskommen niet voldoende is bij hoge buitenwaterstanden. De faalkansberekening is in dit geval echter zeer conservatief. Aangezien enkel de puntdeuren in het midden- óf het binnenhoofd gesloten dienen te staan om piping te voorkomen, is de verwachting dat met beperkte maatregelen of verdere analyse kan worden voldaan aan de faalkanseis.

In het geval opzetten van de sluiskom plaatsvindt zonder problemen voldoet het buitenhoofd van de Gemeentesluis op piping. De aanwezige kwelweglengte is in dit geval hoger dan vereist. Voor het midden- en binnenhoofd geldt echter dat er gegevens ontbreken over de aanwezige kwelschermen. Om deze reden kan geen toetsoordeel worden geveld voor het toetsspoor piping. Er wordt daarom geadviseerd om door middel van peilbuismetingen na te gaan of een risico op opbarsten aanwezig is.

Voor nadere toelichting wordt verwezen naar Bijlage F.

STKWp

Voor het toetsspoor sterkte en stabiliteit is er geen opgave. Wat betreft het faalmechanisme stabiliteit constructie en grondlichaam zijn de afmetingen en gewicht van het buitenhoofd zodanig dat deze voldoende stabiliteit heeft. Voor het faalmechanisme sterkte waterkerende constructieonderdelen geldt dat het maximale verval (ca. 6,2 m) kleiner is dan de vervalbelasting van 13,5 m waar de schuiven op zijn ontworpen.

10.4.2 Rijkshulpschutsluis

HTKW

De Rijkshulpschutsluis is permanent dichtgezet en is onderdeel van het grondlichaam. De hoogte van het grondlichaam is maatgevend. De analyse hiervan is in H6 opgenomen. Hieruit is geconcludeerd dat de sluis voor zichtjaar 2123 niet voldoet t.a.v. het toetsspoor hoogte. Om te voldoen dient het buitenhoofd met 22-25 cm te worden opgehoogd.

BSKW

Aangezien deze sluis permanent is dichtgezet is het toetsspoor betrouwbaarheid sluiting niet van toepassing.

PKW

Voor faalmechanisme piping geldt dat voor het buitenhoofd het opzetten van het waterpeil in kolk noodzakelijk is om dit spoor als voldoende te beoordelen. De vereiste faalkanseis, in combinatie met de toelaatbare buitenwaterstand, wijzen reeds uit dat de betrouwbaarheid van het sluiten van de binnendeuren en het functioneren van de pomp onvoldoende is om te voldoen.

Voor het binnenhoofd geldt, net als voor de Gemeentesluis, dat er gegevens ontbreken over de kwelschermen. Ook hier wordt er geadviseerd om met behulp van peilbuismetingen na te gaan of er een risico op opbarsten aanwezig is.

STKWp

Het toetsspoor sterkte en stabiliteit is als voldoende beoordeeld. De toename van de hydraulische belasting is gering, de conclusie uit voorgaande toetsen is nog steeds geldig.

De conclusies hieruit waren (zie Bijlage F):

- Het sluishoofd verkeert in goede staat.
- Het sluishoofd steunt tegen de massieve keerwanden van de sluisolk.
- Het sluishoofd is relatief smal en heel breed.
- Het merendeel van de belasting bij hoogwater wordt door de voorliggende keermuur naar de ondergrond afgedragen.

10.4.3 Effluentleiding

Het toetsspoor hoogte is niet relevant voor dit kunstwerk. De kerende hoogte wordt bepaald door het grondlichaam, zie hiervoor hoofdstuk 6.

Van de effluentleiding ontbreekt er informatie over de precieze ligging, de staat en de aanwezige afsluiters/keermiddelen. Daarom kan er voor de toetssporen piping en sterkte constructieonderdelen geen oordeel worden gegeven.

Om deze sporen te kunnen beoordelen dient er nader onderzoek te worden gedaan naar de staat van deze leiding en de aanwezige keermiddelen. De nodige informatie zal door veldonderzoek achterhaald moeten worden.

10.5 Conclusie

Gemeentesluis

Uit de analyse van de Gemeentesluis is gebleken dat er een opgave is voor piping en betrouwbaarheid sluiting.

Voor betrouwbaarheid sluiting wordt verdere analyse naar faalkanseisen aanbevolen, echter is de kans aanzienlijk dat maatregelen getroffen dienen te worden. Hierbij kunnen de beide sets grote schuiven in het buitenhoofd worden aangesloten op een separate energievoorziening en/of dienen er voldoende herstelmaatregelen in werking te worden gesteld om de kans op herstel van een gefaalde sluiting te vergroten.

Voor piping is er een veiligheidsopgave met betrekking tot de volgende punten:

- Betrouwbaarheid sluiting midden-/binnenhoofd t.a.v. opzetten sluiskom
- Piping midden-/binnenhoofd (geen oordeel)

Voor de betrouwbaarheid sluiting van het midden-/binnenhoofd is een zeer conservatieve toets uitgevoerd. Nadere analyse naar de toe te passen faalkanseis (vanwege het raakvlak tussen toetssporen BSKW en PKW), alsmede het aanscherpen van procedures omtrent de sluiting van het midden-/binnenhoofd kunnen reeds leiden tot een voldoende toetsoordeel.

Van het midden- en binnenhoofd van de Gemeentesluis en het binnenhoofd van de Rijkshulpschutsluis zijn onvoldoende gegevens voor handen om een oordeel te kunnen vellen met betrekking tot het toetsspoor piping kunstwerk. Met peilbuismetingen dient nagegaan te worden of er een risico op opbarsten aanwezig is. Mocht dit het geval zijn, dan dient dit weggenomen te worden door het verlengen van de kwelweg bij de betreffende sluishoofden.

Rijkshulpschutsluis

Voor de Rijkshulpschutsluis is er voor het spoor hoogte een opgave. Om aan deze spoor te voldoen dient het buitenhoofd met ca. 22-25 cm te worden verhoogd.

Voor het toetsspoor piping is ook een opgave, welke betrekking heeft op de betrouwbaarheid van het opzetten van de sluiskom en mogelijk ook op piping over het binnenhoofd. De betrouwbaarheid van het opzetten van de sluiskom dient te worden verhoogd door zowel de betrouwbaarheid van de sluiting van de binnendeuren als de betrouwbaarheid van de pomp te verhogen.

Nader onderzoek is noodzakelijk om te bepalen of er een opgave is voor piping over het binnenhoofd. Met peilbuismetingen dient nagegaan te worden of er een risico op opbarsten aanwezig is. Mocht dit het geval zijn, dan dient dit weggenomen te worden door het verlengen van de kwelweg bij de betreffende sluishoofden. Ook voor de pomp en puntdeuren van de Rijkshulpschutsluis zijn onvoldoende gegevens voor handen voor een oordeel.

Effluentleiding

Voor de Effluentleiding kan door het ontbreken van gegevens geen oordeel worden gegeven. Veldonderzoek zal noodzakelijk zijn, dit dient in de volgende fase samen met HDSR uitgewerkt te worden.

10.6 Aanbevelingen

10.6.1 Gemeentesluis

BTKW

De volgende mogelijkheden worden voorgesteld om het overstromingsrisico van het achterland te beperken tot het wettelijk voorgeschreven maximum tot ten minste het zichtjaar 2123:

- Nader onderzoek naar de faalkans van niet sluiten van de grote schuiven in het buitenhoofd. Het is mogelijk dat de huidige faalkansen te conservatief zijn aangenomen.
- De afhankelijkheid uit de afzonderlijke grote schuiven in het buitenhoofd verkleinen door deze op een separate energievoorziening aan te sluiten. Deze aanpassing is voldoende om het buitenhoofd te laten voldoen aan de minimale faalkanseis.
- Herstelacties bij falen van de schuiven in het buitenhoofd duidelijk vastleggen en afstemmen zodat deze te allen tijde worden nageleefd. Het doorstroomoppervlak van een inlaatkoker is beperkt, waardoor alternatieve sluitwijzen mogelijk zijn. Ook dient de invloed van het noodaggregaat op een mogelijke herstelkans te worden beschouwd. De hersteltijd tussen het moment van sluiten en het bereiken van de ontwerpwaterstand is aanzienlijk.

PKW

De volgende stappen worden aangeraden om in volgorde te doorlopen voor het beschouwen van piping over het buitenhoofd bij een gefaalde sluiting van midden- en/of binnenhoofd, totdat de faalkans voldoet aan de faalkanseis:

1. Nadere analyse naar de faalkanseis waaraan de betrouwbaarheid van het sluiten van de puntdeuren in midden-/binnenhoofd dient te worden getoetst binnen het toetsspoor *Piping kunstwerk*.
2. Nadere analyse naar de faalkans van de reguliere sluiting en de faalkans voor het herstel van een gefaalde sluiting met schotbalken, voor het midden-/binnenhoofd.
3. Aanscherpen van procedures om de betrouwbaarheid van reguliere sluiting of herstelmaatregelen te vergroten. Ook het regelmatig testen van de puntdeuren vormt een eenvoudig te realiseren beheersmaatregel. Hiermee zou reeds aan de faalkanseis moeten worden voldaan.
4. Lokale herstelacties voor het sluiten van het midden- en binnenhoofd. Een mogelijke optie is om de benodigde schotbalken dichterbij op te slaan. Er zijn echter ook andere sluitwijzen denkbaar.

Om het overstromingsrisico van het achterland te beperken tot het wettelijk voorgeschreven maximum tot ten minste het zichtjaar 2123, wordt voorgesteld om peilbuismetingen uit te voeren ter plaatse van het midden- en binnenhoofd. Hiermee kan de stijghoogte van het grondwater aan de binnenzijde van de hoofden worden gemeten. Hiertoe dienen de kommen dusdanig te worden opgezet dat het maximaal benodigd verval over één van de hoofden wordt bereikt (waterstanden mogen lager liggen dan in de maatgevende situatie). Hieruit kan worden bepaald of de kwelweglengte toereikend is en kan ook een indicatie van de lengte van de kwelschermen worden gegeven.

Wanneer de kwelweglengte toereikend is voor de sluishoofden, zijn er geen verdere maatregelen benodigd. Wanneer de kwelweglengte niet toereikend is, dient er een kwelscherm geplaatst te worden met de benodigde diepte om de kwelweg lang genoeg te maken.

Vanuit de beschikbare gegevens is geen aanleiding gevonden om op basis van de voor waterveiligheid relevante faalmechanismen (e.g. sterkte en stabiliteit) te concluderen dat de onderhoudswerkzaamheden aan onderdelen van de constructie meegenomen dienen te worden in de veiligheidsopgave. Het verdient aanbeveling het voorzien groot onderhoud voor de komende jaren in beeld te brengen. Dit kan eventueel als koppelkans worden meegenomen.

10.6.2 Rijkshulpschutsluis

HTKW

Voor het zichtjaar 2073 voldoet de Rijkshulpschutsluis wél aan de waterveiligheidseisen voor het toetsspoor hoogte, waarmee de mogelijkheid bestaat om in de toekomst het buitenhoofd opnieuw te beschouwen wanneer de aansluitende dijklichamen het bijbehorende zichtjaar naderen.

PKW

Voor het toetsspoor piping worden de volgende stappen aangeraden om de betrouwbaarheid van het opzetten van de sluiskom te verhogen, totdat de faalkans voldoet aan de faalkanseis:

1. Nadere analyse naar de faalkanseis waaraan de betrouwbaarheid van het sluiten van de puntdeuren in binnenhoofd en het functioneren van de pomp dienen te worden getoetst binnen het toetsspoor *Piping kunstwerk*.
2. Inwinnen van aanvullende informatie met betrekking tot de betrouwbaarheid van de pomp en de binnendeuren.
3. Variantenstudie naar mogelijke alternatieven om de sluiskom op te kunnen zetten. Hierbij valt te denken aan een reservepomp of een omloopriool of afsluitbare inlaatduiker met beperkte doorstroomopening door het buitenhoofd. Voor de binnendeuren dient bekeken te worden of deze de beoogde betrouwbaarheid kunnen behalen met beperkte aanpassingen. Zo niet, dan is het wellicht noodzakelijk om ook de binnendeuren standaard dicht te zetten.

Voor piping over het binnenhoofd gelden dezelfde aanbevelingen als beschreven voor het midden-/binnenhoofd van de Gemeentesluis.

Vanuit de beschikbare gegevens is geen aanleiding gevonden om op basis van de voor waterveiligheid relevante faalmechanismen (e.g. sterkte en stabiliteit) te concluderen dat de

onderhoudswerkzaamheden aan onderdelen van de constructie meegenomen dienen te worden in de veiligheidsopgave. Het verdient aanbeveling het voorzien groot onderhoud voor de komende jaren in beeld te brengen. Dit kan eventueel als koppelkans worden meegenomen.

10.6.3 Effluentleiding

Voor de Effluentleiding kan door het ontbreken van gegevens geen oordeel worden gegeven. Veldonderzoek zal noodzakelijk zijn, dit dient in de volgende fase samen met HDSR uitgewerkt te worden.

11 Ontlaststelsel Jaarsveld

11.1 Het ontlaststelsel en de waterveiligheid

Het Ontlaststelsel is eind jaren '90 primair ontworpen om bij te dragen aan de waterveiligheid. Het principe erachter is het verlagen van de stijghoogte in de bij Jaarsveld aanwezige tussenzandlaag waardoor het risico op macroinstabiliteit (STBI) en piping (STPH) afneemt. Hiervoor zijn de toen geldende waterveiligheidseisen gehanteerd. Relevant zijn de buitenwaterstand van NAP +5,75 m en de maximaal toelaatbare stijghoogte (grenspotentiaal) midden tussen de bronnen van NAP +3,00 m. Op basis hiervan is toen het Ontlaststelsel gedimensioneerd.

De huidige eisen schrijven een buitenwaterstand van NAP +5,93 m voor (zichtjaar 2073) – wanneer de eisen voor een constructie worden gehanteerd gaat dit naar NAP + 6,12 m (2125). Daarnaast zijn er twijfels bij de toen gehanteerde grenspotentiaal. Deze is namelijk veel hoger dan in omliggende gebieden/vakken. Dit is naar voren gekomen in de expertsessie: Ontlaststelsel Jaarsveld [27]. Hiermee wordt bedoeld dat het vreemd is dat precies in dit vak - wat juist als pipinggevoelig wordt gezien - een hogere grenspotentiaal is gehanteerd dan in omliggend gebied. Wanneer de opbarstpotentiaal lager blijkt te zijn dan nu is gehanteerd in het ontwerp van het ontlaststelsel, dient het stelsel een grotere stijghoogteverlaging teweeg te brengen om onder de opbarstpotentiaal te blijven. Dat, samen met de toenemende WBN, maakt dat er een gerede kans is dat het Ontlaststelsel onder gedimensioneerd is (in elk geval wanneer het enkel op basis van vrijval werkt). Deze randvoorwaarden begrenzen wellicht de mogelijkheden van het gebruik van het Ontlaststelsel in de toekomst met het oog op de waterveiligheid, maar dit moet nog verder worden uitgezocht.

11.2 Opties voor de waterveiligheid

Er zijn drie opties waar binnen de Verkenningfase een keuze in moet worden gemaakt:

- a) De waterveiligheid wordt gegarandeerd door de dijk en het ontlaststelsel.
 - i. Dit kan zijn door het huidige Ontlaststelsel indien de capaciteit ook voldoende is voor de nieuwe randvoorwaarden.
 - ii. Dit kan zijn door een nieuw of uitgebreid Ontlaststelsel waarvan de capaciteit voldoende is voor de nieuwe randvoorwaarden.
- b) De waterveiligheid wordt gegarandeerd door de dijk en overige versterkingsmaatregelen (overige bouwstenen); dus zonder het Ontlaststelsel.
 - i. Het Ontlaststelsel is juist ontworpen om dit te voorkomen. De overige bouwstenen hebben namelijk vaak invloed op het ruimtebeslag van de waterkering en dat kan dan leiden tot een aantasting van het dorpsgezicht.
 - ii. Een uitzondering hierop zijn verticale oplossingen (zoals damwanden, heave schermen etc.)
- c) De waterveiligheid wordt gegarandeerd door een combinatie van a) en b).

11.3 Methode

Om in de Verkenningfase een keuze te kunnen maken tussen bovenstaande opties, moeten een aantal zaken in kaart worden gebracht. Dit kan in drie hoofdonderwerpen verdeeld worden.

1. De waterveiligheidsopgave
2. (De capaciteit van) het huidige Ontlaststelsel.
3. Het effect van het Ontlaststelsel op de waterveiligheidsopgave

Wat betreft punt 1 kan worden gesteld dat in de huidige veiligheidsanalyse (uiteengezet in dit rapport) nog te weinig aanvullende data beschikbaar was om tot een ander oordeel te komen dan in de beoordeling [7].

Wat betreft punt 2 wordt op dit moment een eerste aanzet gedaan om grip te krijgen op het huidige functioneren van het ontlaststelsel. Dit wordt gedaan in overleg met assetteams Waterkeringen en Kunstwerken van de afdeling Waterbeheer (HDSR) en Nebest B.V.

Wat betreft punt 3 kan pas een goede kwantificatie plaatsvinden wanneer punten 1 en 2 voldoende duidelijk zijn. Wél is het zo dat indien nodig als vervolgstap, om punten 2 en 3 te onderzoeken alsmede een dimensionering van een toekomstig ontlaststelsel in te kunnen schatten, een hydrogeologisch model kan worden opgetuigd.

12Referenties

- [1] OI2014v4, Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur, februari 2017.
- [2] Strategische Nota van Uitgangspunten Sterke Lekdijk versie 1.2, Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, januari 2021.
- [3] Hydraulische Randvoorwaarden Nederrijn-Lekdijk; Dijktrajecten 15-1 en 44-1, LieveenseCSO, 23 april 2018.
- [4] Haalbaarheid Satellietmetingen Zetting Lekdijk en omgeving, Sensar, 14 juni 2018.
- [5] Geotechnisch Veld- en Laboratoriumwerk Sterke Lekdijk Jaarsveld-Vreeswijk (JAV), Inpijn Blokpoel + Wiertsema&Partners, 02P011039-06, 20 juli 2020
- [6] NEN 5104; Classificatie van onverharde grondmonsters, Nederlands Normalisatie-instituut, september 1989.
- [7] Veiligheidsoordeel normtraject 15-1 Eerste beoordeling Primaire Keringen Overstromingskans, Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, november 2018.
- [8] Pipingbeoordeling normtraject 15-1: 20180830 Piping berekeningen traject nieuwe indeling15-1_d12.xlsm, november 2018.
- [9] Memo: Beschrijving gevolgde wekwijze schematisatie faalmechanisme Macrostabieliteit en Piping in de gedetailleerde toetsing en de aanscherping. HKV, 1 september 2017
- [10] Memo: Doorlatendheidschatting zandondergrond voor enige locaties langs de Lekdijk met gegevens van WBI SOS en VNKII voorstudies, Deltares, 20 maart 2018.
- [11] Schematiseringshandleiding piping, WBI 2017, v3.0, Rijkswaterstaat, 28 november 2019
- [12] Schematiseringshandleiding grasbekleding WBI 2017, v4.0, Rijkswaterstaat, 28 november 2019
- [13] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017.
- [14] <https://www.ahn.nl/kwaliteitsbeschrijving>, 2014.
- [15] Schematiseringshandleiding microstabieliteit, WBI 2017, v2.1, Rijkswaterstaat 28 november 2019.
- [16] Schematiseringshandleiding macrostabieliteit, WBI 2017, v3.0, Rijkswaterstaat 28 november 2019.
- [17] Handleiding voor het gebruik van de dam- en voorlandmodule ter bepaling van de hydraulische condities bij de dijkteen; versie 2.0, Rijkswaterstaat, 28 november 2019.
- [18] Prediction of the erosion velocity of a slope of clay due to wave attack, WTI-2017, versie 4.0, Deltares, juli 2020.
- [19] Realisatie Beatrixsluis; Primaire Waterkering Oost (buitenzijde) – Berekeningsrapport DO, documentcode EPC-TMO-DO-GPW-BER-2012, Sas van Vreeswijk, 13 februari 2017.
- [20] Grondmechanisch onderzoek; Verbetering Noorder Lekdijk Voorhaven Lekkanaal, Heidemij Adviesbureau, 19 juni 1987.
- [21] Notitie Technische Uitgangspunten Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk v1, Lieveense – WSP, 29 januari 2021
- [22] Consequenties nieuwe piping regel voor Noordelijke Lekdijk (Amerongen – Schoonhoven) – Eerste indruk, Arcadis, 2012
- [23] Detailtoetsing A-keringen Nederrijn en Lekdijk, t.b.v. project dijkversterking Centraal Holland. Resultaten geotechnisch onderzoek, 02P006468-RG-01, definitief, Inpijn-Blokpoel ingenieursbureau, oktober 2015.

- [24] Verslaglegging: Expertsessie piping- Verkenningfase Jaarsveld-Vreeswijk, Lievense-WSP, 26 augustus 2020.
- [25] NEN 9997-1 Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels, "Geotechniek", Normcommissie 351 006, 2011.
- [26] Veldwerkplannen Sterke Lekdijk (ICU, JAV en SAS), Sweco, Arcadis, 5 oktober 2018.
- [27] Verslaglegging: Expertsessie Ontlaststelsel Jaarsveld, Lievense – WSP, 26 augustus 2020.
- [28] Geotechnisch lengteprofiel (GTL) – Dijkonderzoek Sterke Lekdijk JAV, Wiertsema-Inpijn Blokpoel VOF, 19 oktober 2020.
- [29] REGIS II v2.2, <https://www.dinoloket.nl/regis-ii-het-hydrogeologische-model>
- [30] Memo Inwinningsplan – aanvullen ontbrekende gegevens v0, Lievense-WSP, 28 december 2020.
- [31] Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1 september 2004.
- [32] The Rock Manual – The use of rock in hydraulic engineering, 2nd edition, C683, CIRIA, juni 2007.
- [33] Globale hertoetsing Noordelijke Lekdijken, POV Centraal Holland, 9 maart 2015.
- [34] Veiligheidsanalyse Centraal Holland – Aanscherping toetsresultaat noordelijke Lekdijken en voormalige C – keringen, POV Centraal Holland, 20 juni 2017.

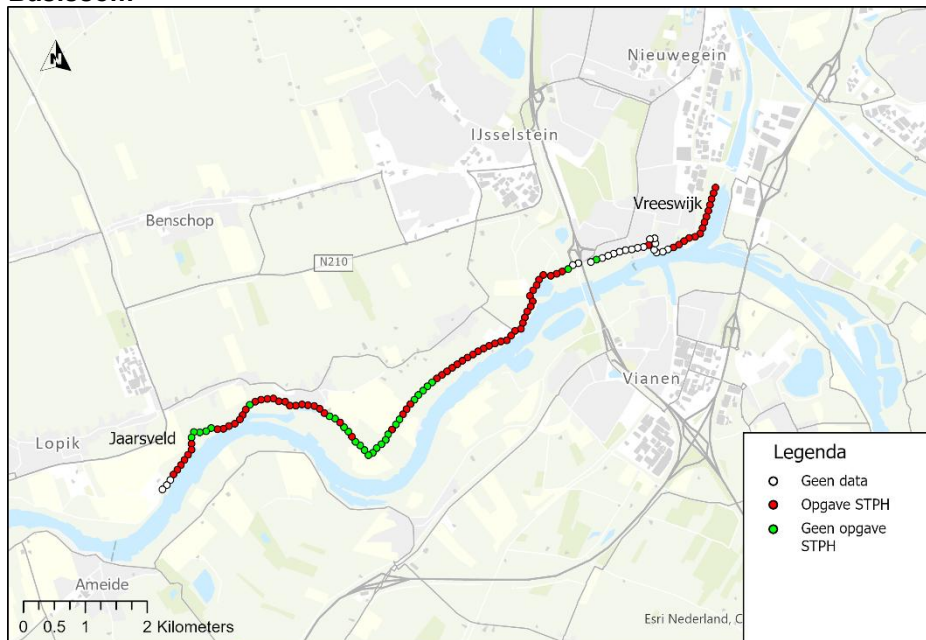
Bijlage A: Gevoeligheidsanalyse STPH

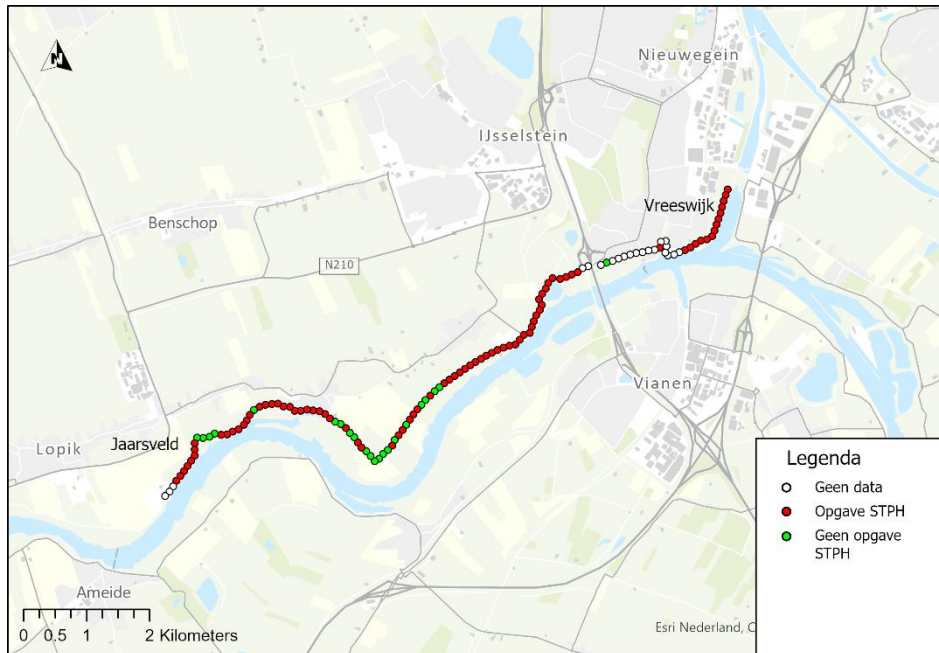
Invoer Basissom:

In deze paragraaf wordt voor ieder parameter kort beschreven wat de bron is en de waarde die is gebruikt in de basissom. Een gedetailleerd overzicht van alle invoer bestanden wordt als een aparte Excel bestand met de naam: *Bijlage A - WAB013881 JAV Veiligheidsopgave STPH v1.x/sx* aangeleverd.

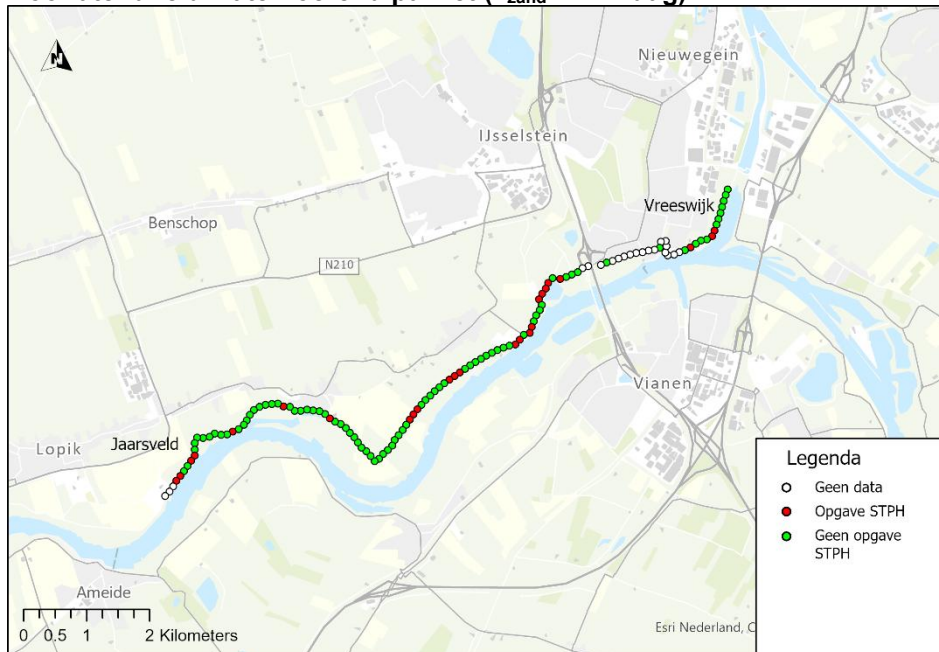
Tabel A 1 Overzicht van de invoerparameters gebruikt in de basissom.

Parameter	Bron	Waarde
Waterstand bij norm	Hydra-NL berekeningen	Waterstand normfrequentie 1/10.000 jaar
Aanwezige kwelweglengte	WBI beoordeling [8]	Karakteristieke waarde
Kwelslootpeil	Strategisch Nota van Uitgangspunten [2]	Niveau bijbehorend aan een volle kwelsloot
Korrel diameter	WBI beoordeling [8]	Karakteristieke waarde
Dikte deklaag	WBI beoordeling [8]	Karakteristieke waarde
Dikte zandlaag	GeoTOP /REGIS II v2.2 [29]	Direct overgenomen
Doorlatendheid zandlaag	WTI-SOS2017	Notitie Technische Uitgangspunten Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk v1 [21] , Tabel 4-3
Maaiveldniveau binnendijks	AHN3 [14]	Laagste punt binnen een straal van 60 m vanaf de binnenteen (richting het achterland)
Schematiseringsfactor	TUN	1,1
Responsfactor	WBI beoordeling [8]	0,9

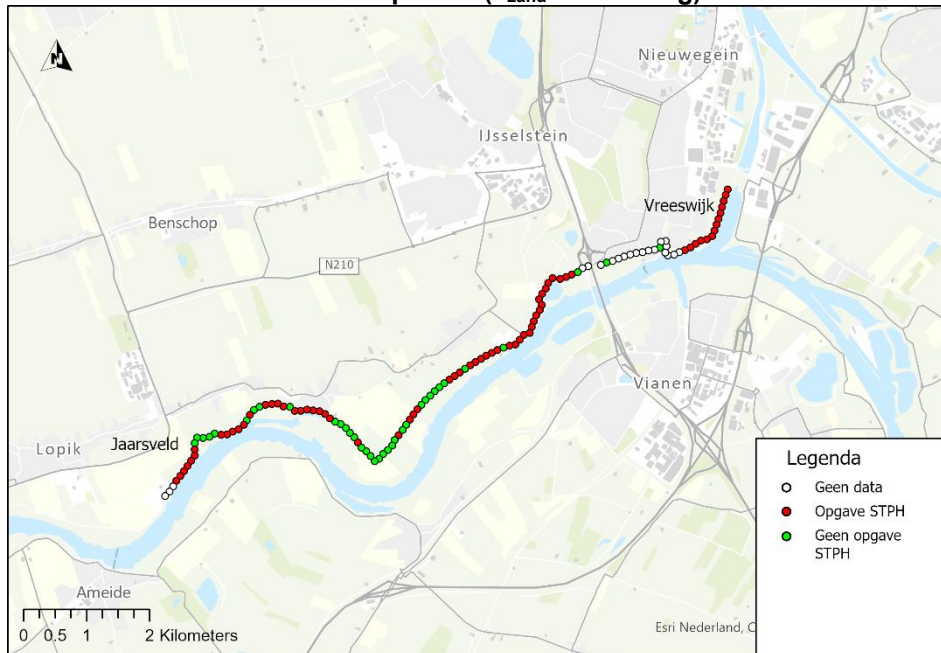
Pipingopgave:**Basissom***Figuur A 1: Pipingopgave voor de basissom***Korreldiameter +20%***Figuur A 2: Pipingopgave voor een variatie in korreldiameter (+20%)*

Korreldiameter -20%

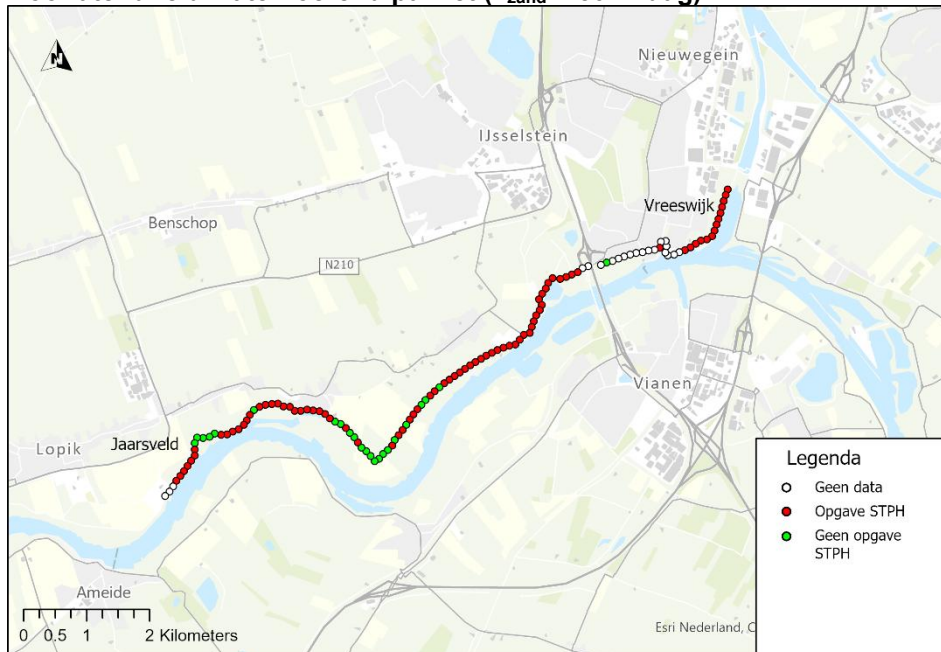
Figuur A 3: Pipingopgave voor een variatie in korreldiameter (-20%)

Doorlatendheid watervoerend pakket ($k_{zand} = 7$ m/dag)

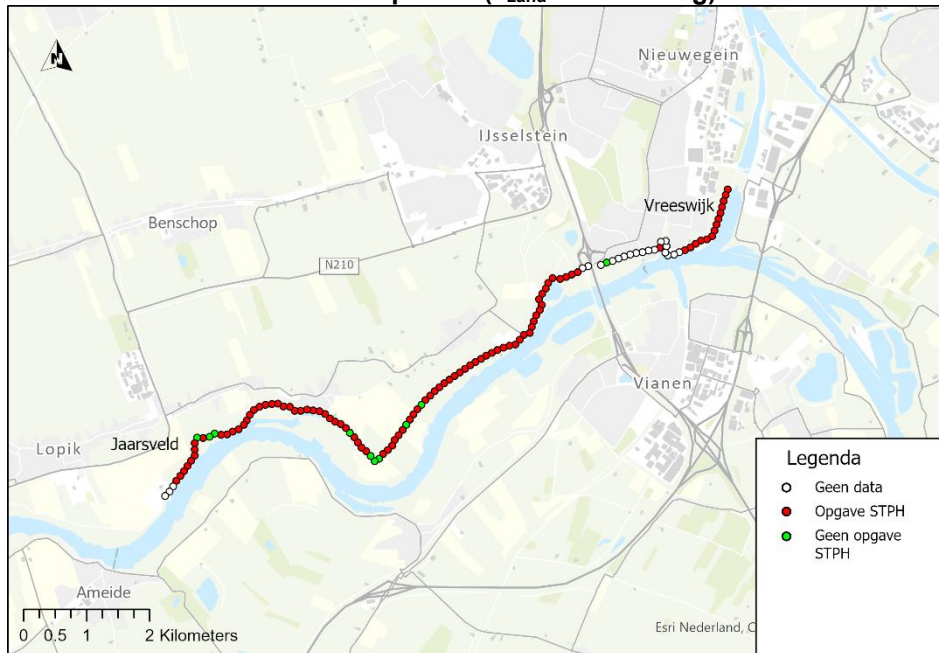
Figuur A 4: Pipingopgave voor een variatie in doorlatendheid van het watervoerend pakket ($K_{zand} = 7$ m/dag)

Doorlatendheid watervoerend pakket ($k_{\text{zand}} = 30 \text{ m/dag}$)

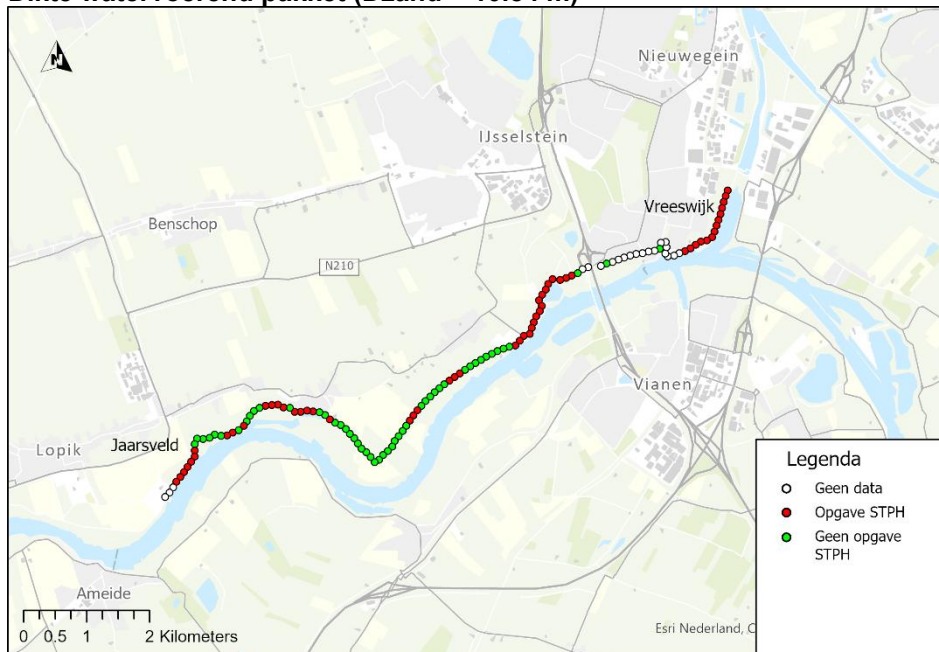
Figuur A 5: Pipingopgave voor een variatie in doorlatendheid van het watervoerend pakket ($K_{\text{zand}} = 30 \text{ m/dag}$)

Doorlatendheid watervoerend pakket ($k_{\text{zand}} = 50 \text{ m/dag}$)

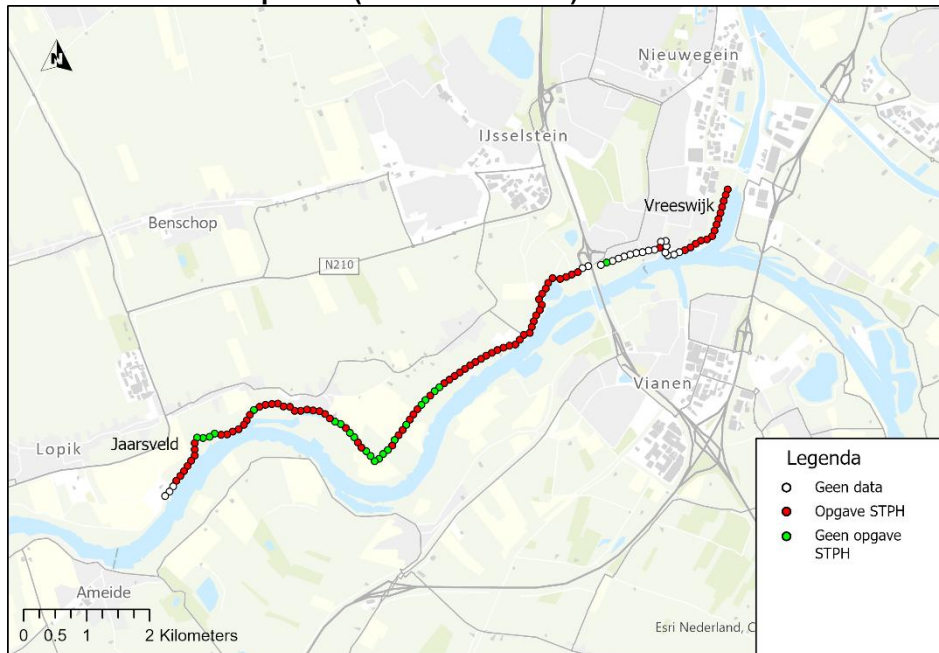
Figuur A 6: Pipingopgave voor een variatie in doorlatendheid van het watervoerend pakket ($K_{\text{zand}} = 50 \text{ m/dag}$)

Doorlatendheid watervoerend pakket ($k_{\text{zand}} = 100 \text{ m/dag}$)

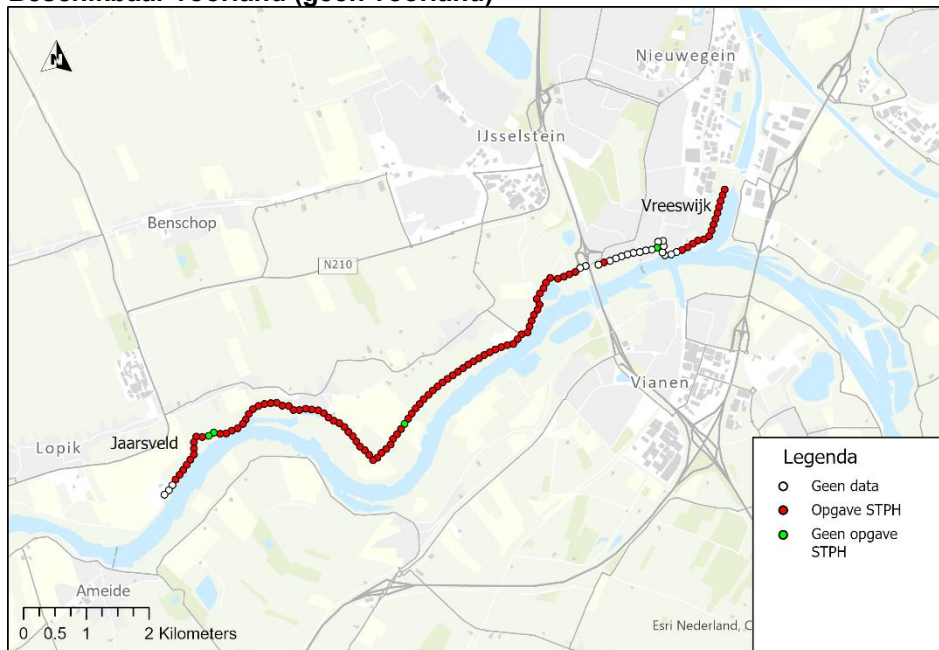
Figuur A 7: Pipingopgave voor een variatie in doorlatendheid van het watervoerend pakket ($K_{\text{zand}} = 100 \text{ m/dag}$)

Dikte watervoerend pakket ($D_{\text{zand}} = 10.84 \text{ m}$)

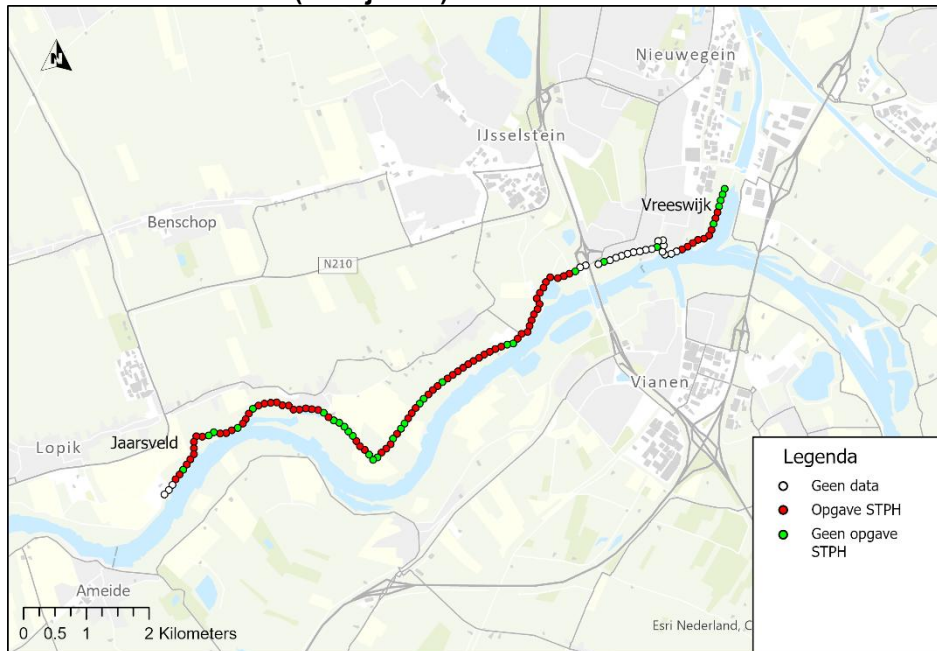
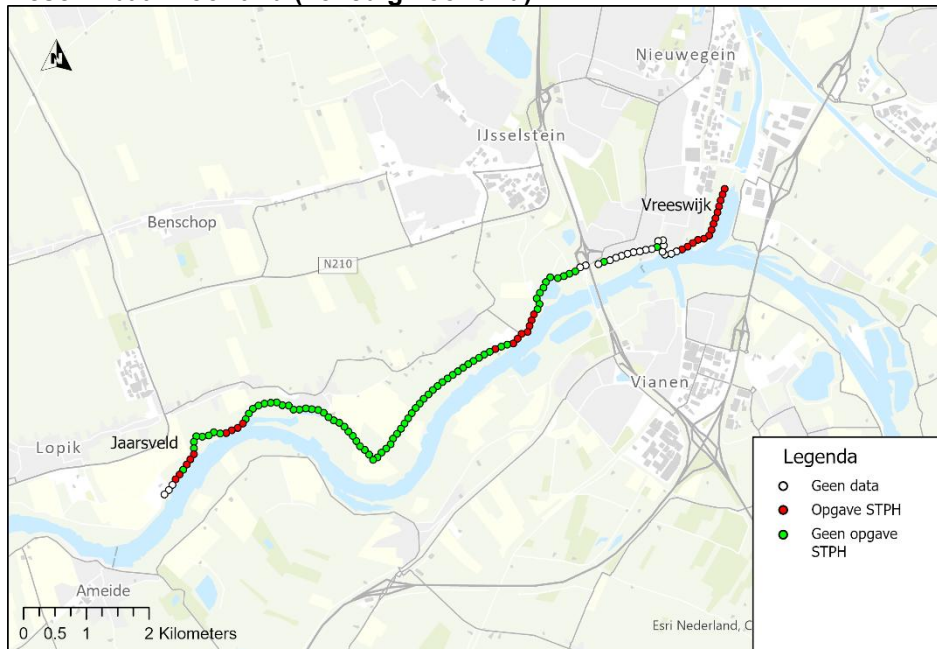
Figuur A 8: Pipingopgave voor een variatie in dikte van het watervoerend pakket ($D_{\text{zand}} = 10,84 \text{ m}$)

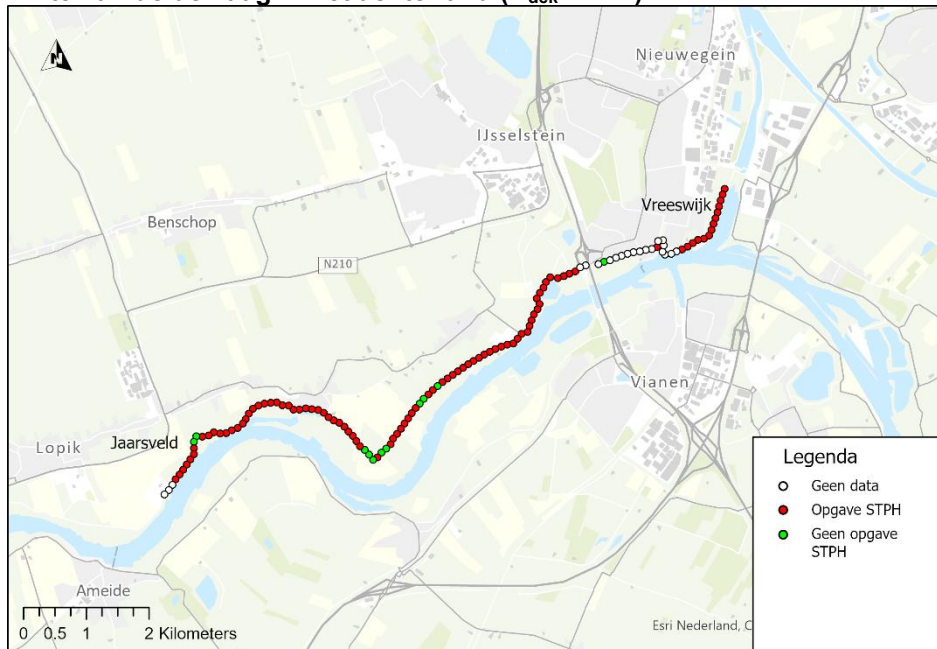
Dikte watervoerend pakket (Dzand = 70.84 m)

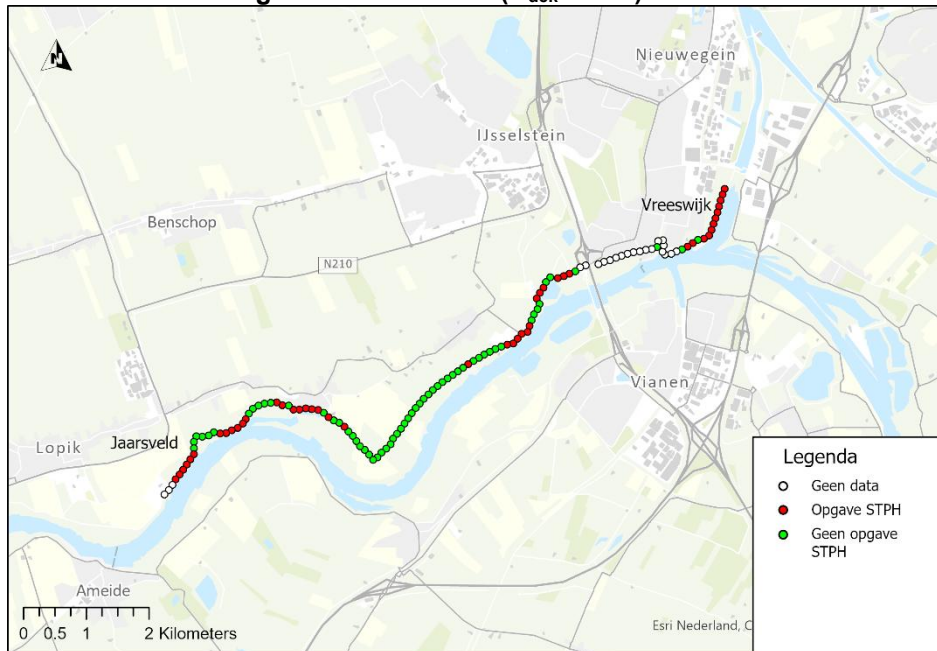
Figuur A 9: Pipingopgave voor een variatie in dikte van het watervoerend pakket (Dzand = 70,84 m)

Beschikbaar voorland (geen voorland)

Figuur A 10: Pipingopgave voor een variatie in aanwezige voorland (geen voorland)

Beschikbaar voorland (2x Dijkzate)*Figuur A 11: Pipingopgave voor een variatie in aanwezige voorland (2x Dijkzate)***Beschikbaar voorland (volledig voorland)***Figuur A 12: Pipingopgave voor een variatie in aanwezige voorland (al het beschikbaar voorland)*

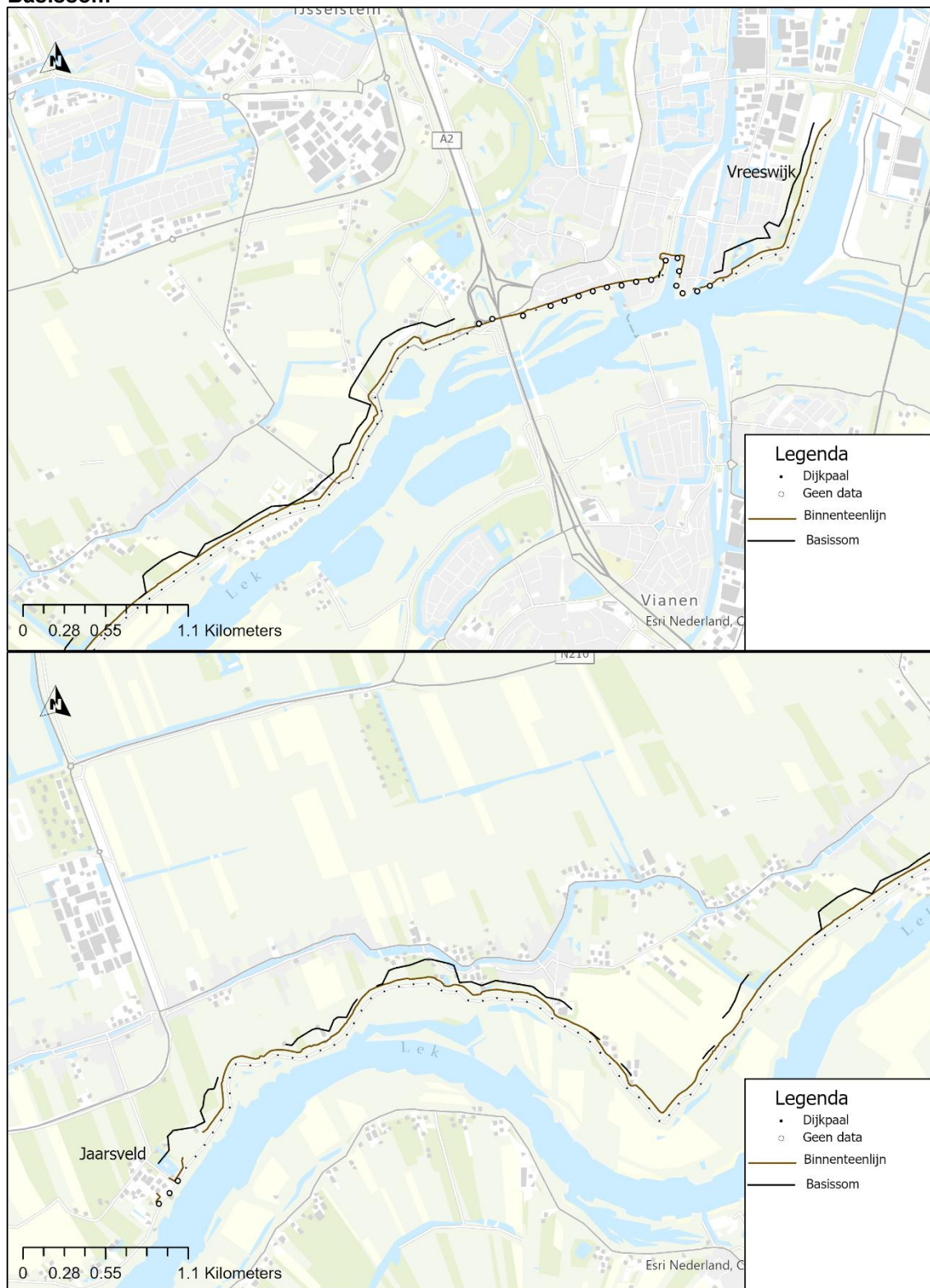
Dikte van de deklaag in het achterland ($D_{dek} = 0,5 \text{ m}$)*Figuur A 13: Pipingopgave voor een variatie in deklaag dikte ($D_{dek} = 0,5 \text{ m}$)***Dikte van de deklaag in het achterland ($D_{dek} = 4 \text{ m}$)***Figuur A 14: Pipingopgave voor een variatie in deklaag dikte ($D_{dek} = 4 \text{ m}$)*

Dikte van de deklaag in het achterland ($D_{dek} = 9\text{ m}$)

Figuur A 15: Pipingopgave voor een variatie in deklaag dikte ($D_{dek} = 9\text{ m}$)

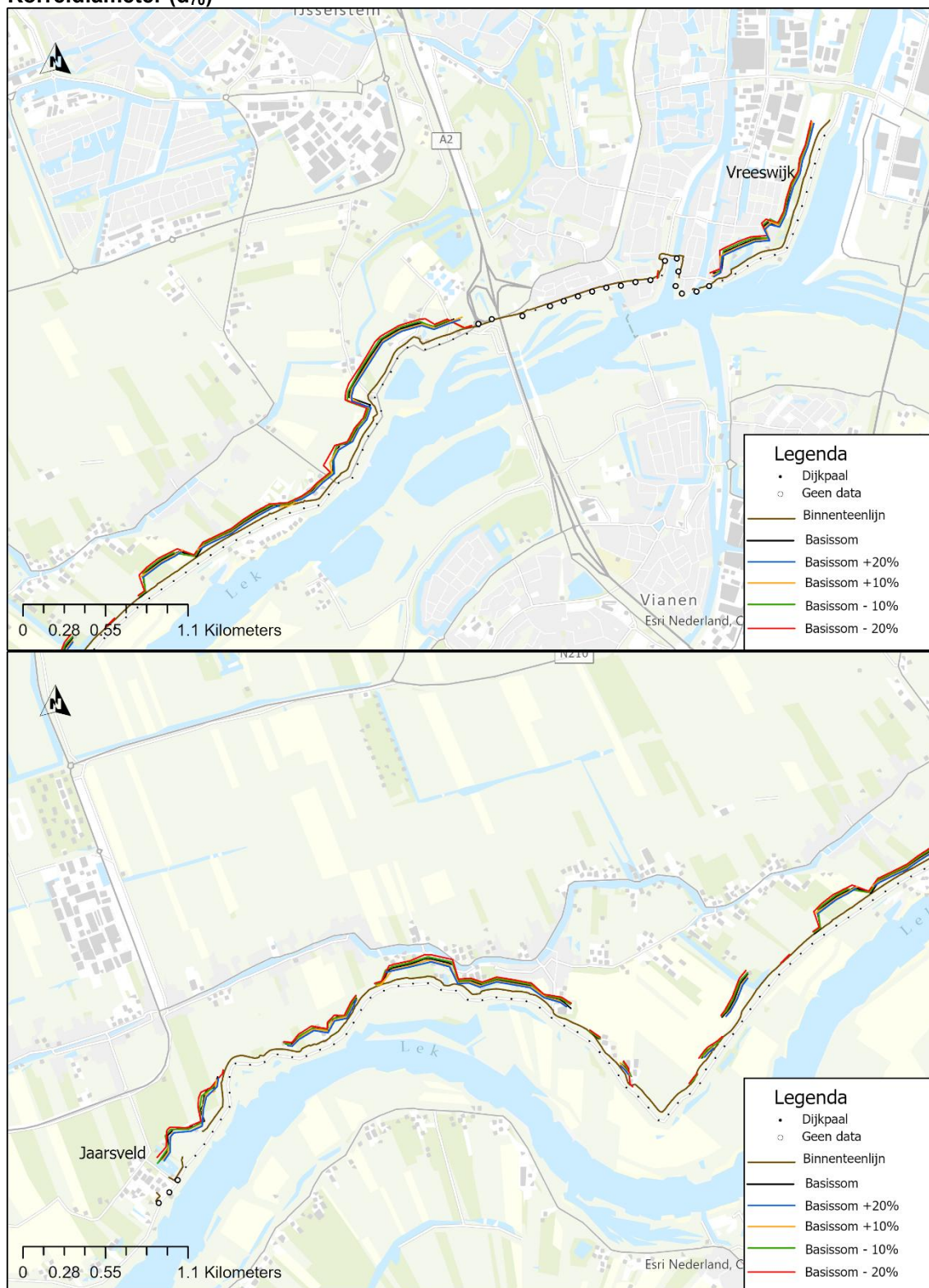
Ruimtebeslag

Basissom

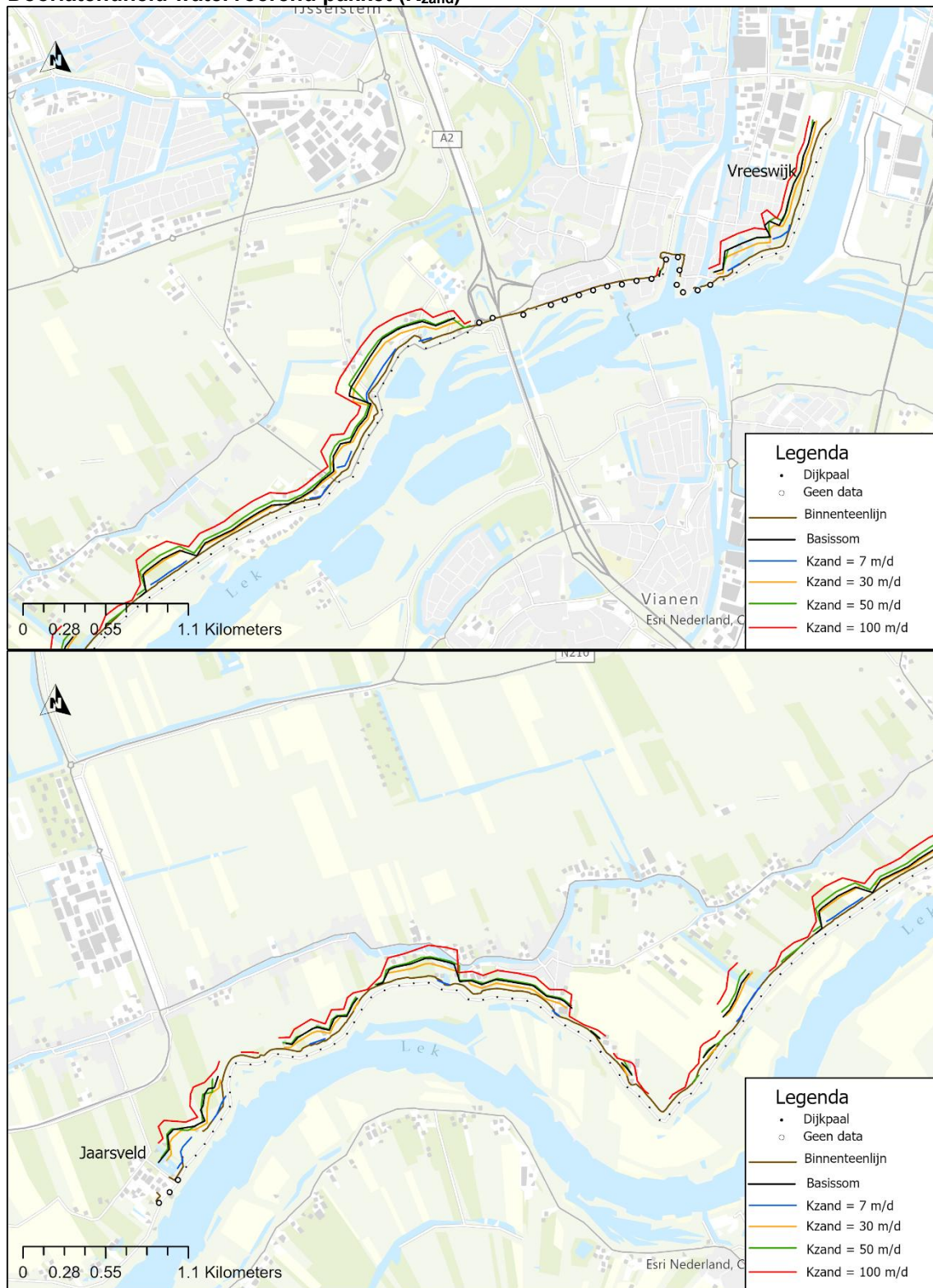


Figuur A 16: Kwelweglengtetekort voor de basissom

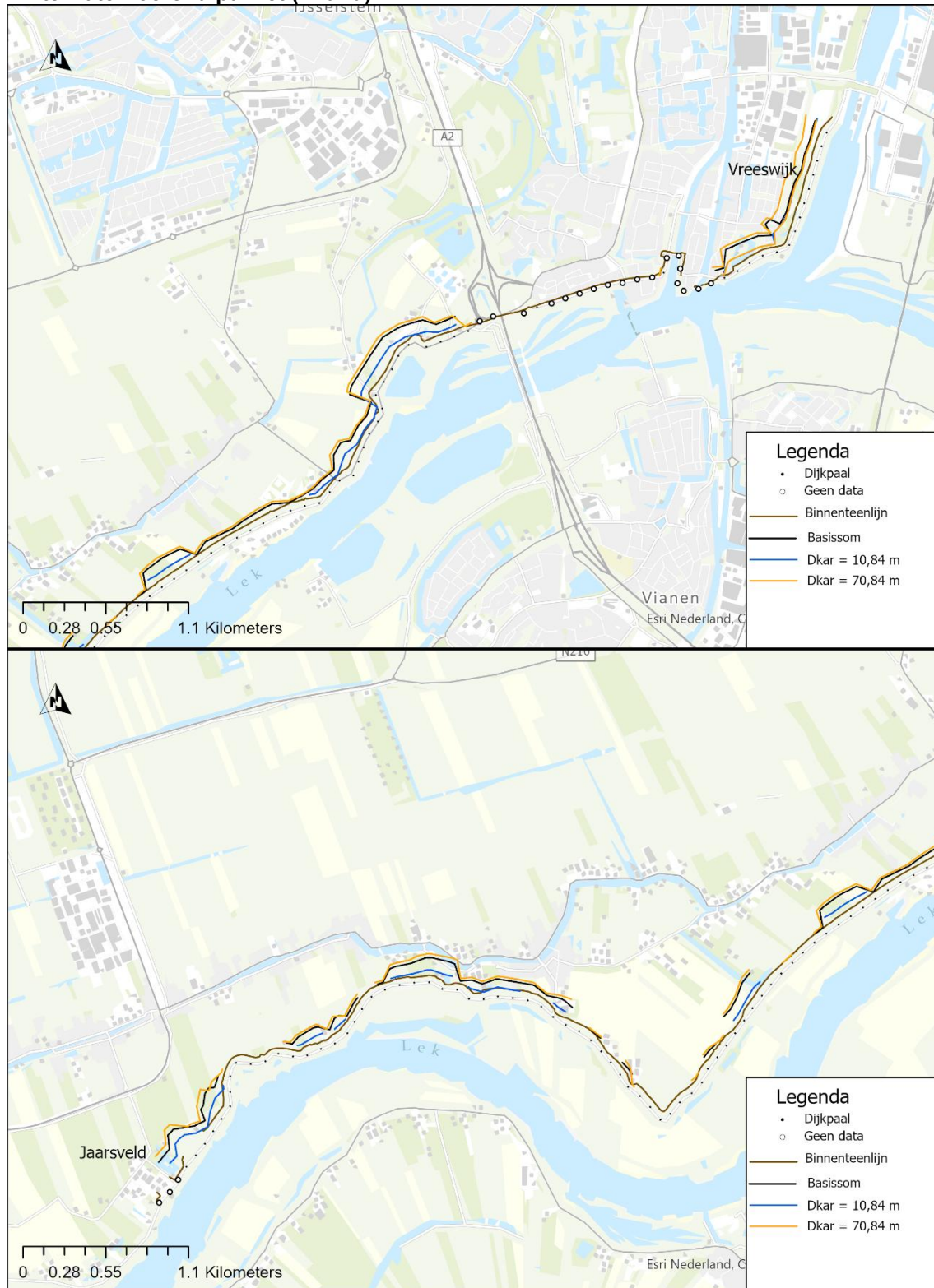
Korreldiameter (d_{70})



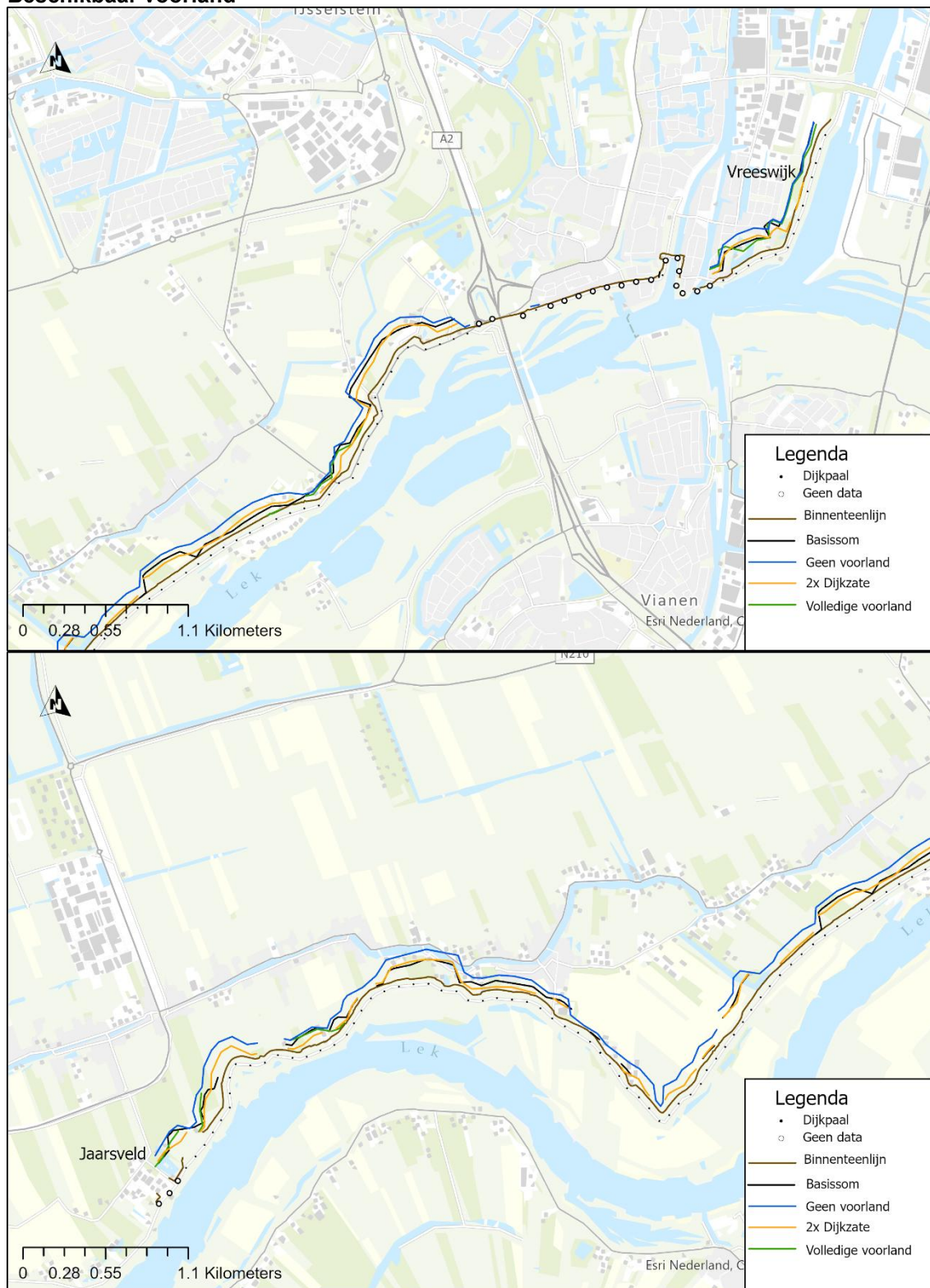
Figuur A 17: Kwelweglengtetekort berekend voor de korreldiameter.

Doorlatendheid watervoerend pakket (K_{zand})

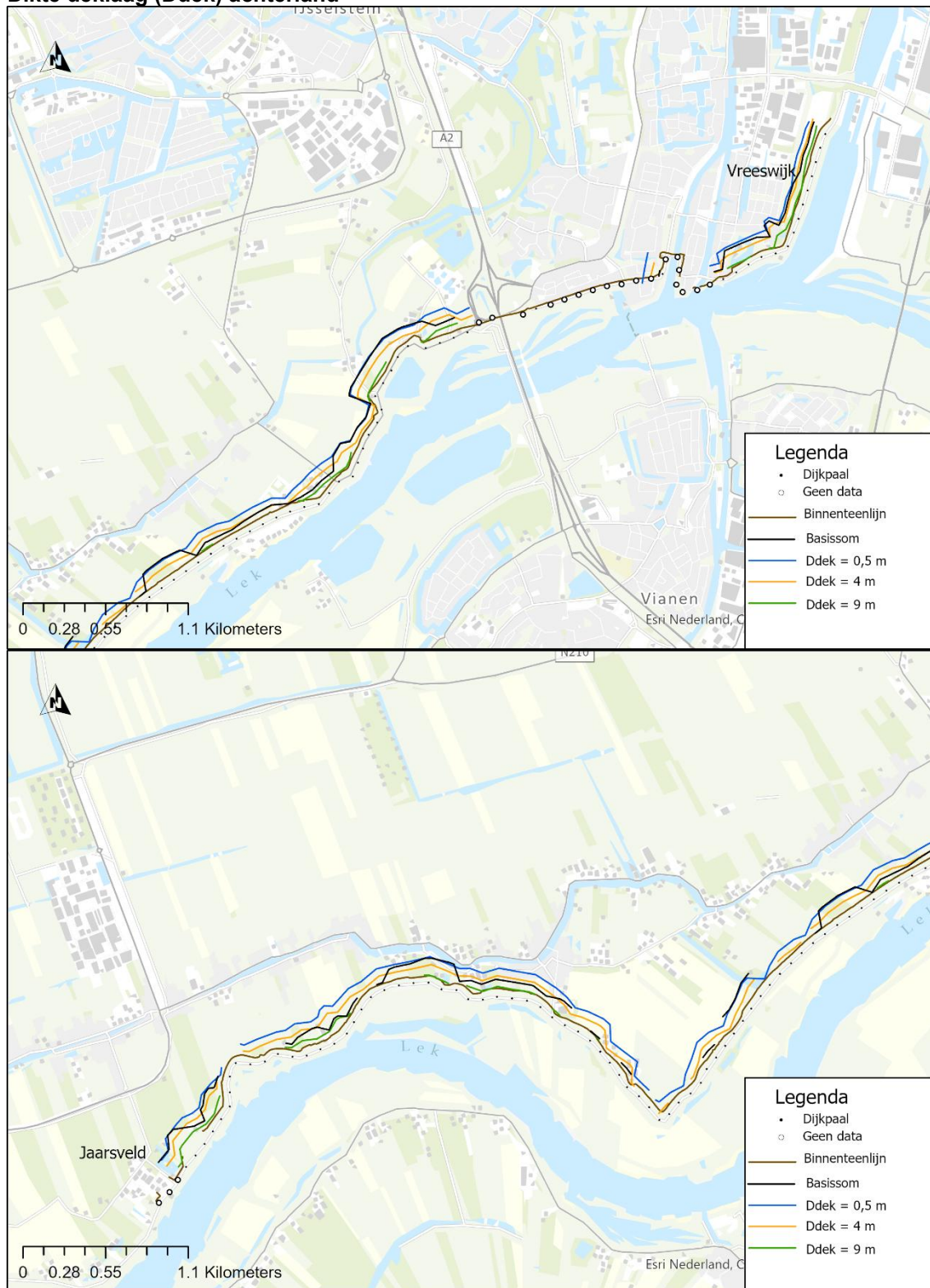
Figuur A 18: Kwelweglengtetekort berekend voor de doorlatendheid van het watervoerend pakket.

Dikte watervoerend pakket (Dzand)

Figuur A 19: Kwelweglengtetekort berekend voor de dikte van het watervoerend pakket.

Beschikbaar voorland

Figuur A 20: Kwelweglengtetekort berekend voor de gevoeligheidsanalyse van de beschikbaar voorland.

Dikte deklaag (Ddek) achterland

Figuur A 21: Kwelweglengtetekort berekend voor de dikte van de deklaag in het achterland.

Samengevoegd beeld van de pipingopgave

Tabel A 2: Pipingopgave per dijkpaal voor ieder scenario van de gevoeligheidsanalyse.

		Gevoeligheidsanalyse														
		Basissom	d70+20%	d70-20%	kzand = 7m/dag	kzand = 30m/dag	kzand = 50m/dag	kzand = 100m/dag	Dzand = 10 m	Dzand = 70 m	L = 0	L = 2x *	L = tot oever	Ddek = 0,5	Ddek = 4 m	Ddek = 9 m
Dijkpaal	M1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1
	M2	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1
	M3	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1
	M4	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1
	M5	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	M6	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	M7	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1
	M8	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	M9	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	M10	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	M11	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1
	M12	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	M13	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	M14	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1
	M15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M22	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	1	1	1	-1	-1	1
	M23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M31	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	1	1	1
	M32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	M34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

M35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M36	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1
M37	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
M38	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
M39	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
2	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
3	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
4	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
5	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
6	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
7	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
8	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1
9	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1
10	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
11	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
12	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
13	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
14	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
15	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	-1
16	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
17	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1
18	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
19	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
20	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
21	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
22	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
23	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
24	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
25	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
26	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
27	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1
28	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	1	1
29	1	1	1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	1
30	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
31	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1	-1	1	1
32	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1
33	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
34	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
35	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
36	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	1
37	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1
38	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
39	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1

40	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
41	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	1	1
42	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	1	1
43	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1
44	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1
45	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	1	1	1
46	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	1	1
47	1	1	-1	1	1	1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
48	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
49	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1
50	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1
51	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	-1
52	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1
53	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1
54	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
55	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1
56	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
57	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
58	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
59	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
60	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
61	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
62	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
63	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
64	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
65	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
66	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
67	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1
68	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
69	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
70	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
71	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1
72	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
73	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
74	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1
75	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	1
76	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	1
77	1	1	1	1	1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	1
78	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	1	1	1	1
79	1	1	-1	1	1	1	-1	1	-1	-1	-1	1	-1	1	1
80	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1
81	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
82	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
83	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

84	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	-1
85	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
86	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
87	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
88	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
89	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

* Een dijkzate gelijk aan twee keer de dijkzate is berekende ongeacht of dit mogelijk is.

** Op basis van expert judgement is voor specifieke trajectdelen bepaald of alle scenario's in de gevoeligheidsanalyse realistisch zijn.

In Tabel A 1 wordt per dijkpaal en per simulatie aangegeven of er wel of geen pipingopgave is. Dit wordt met getallen gedaan. Hierin is:

- 1 Wel een pipingopgave
- 0 Geen data/ geen berekening uitgevoerd
- 1 Geen pipingopgave

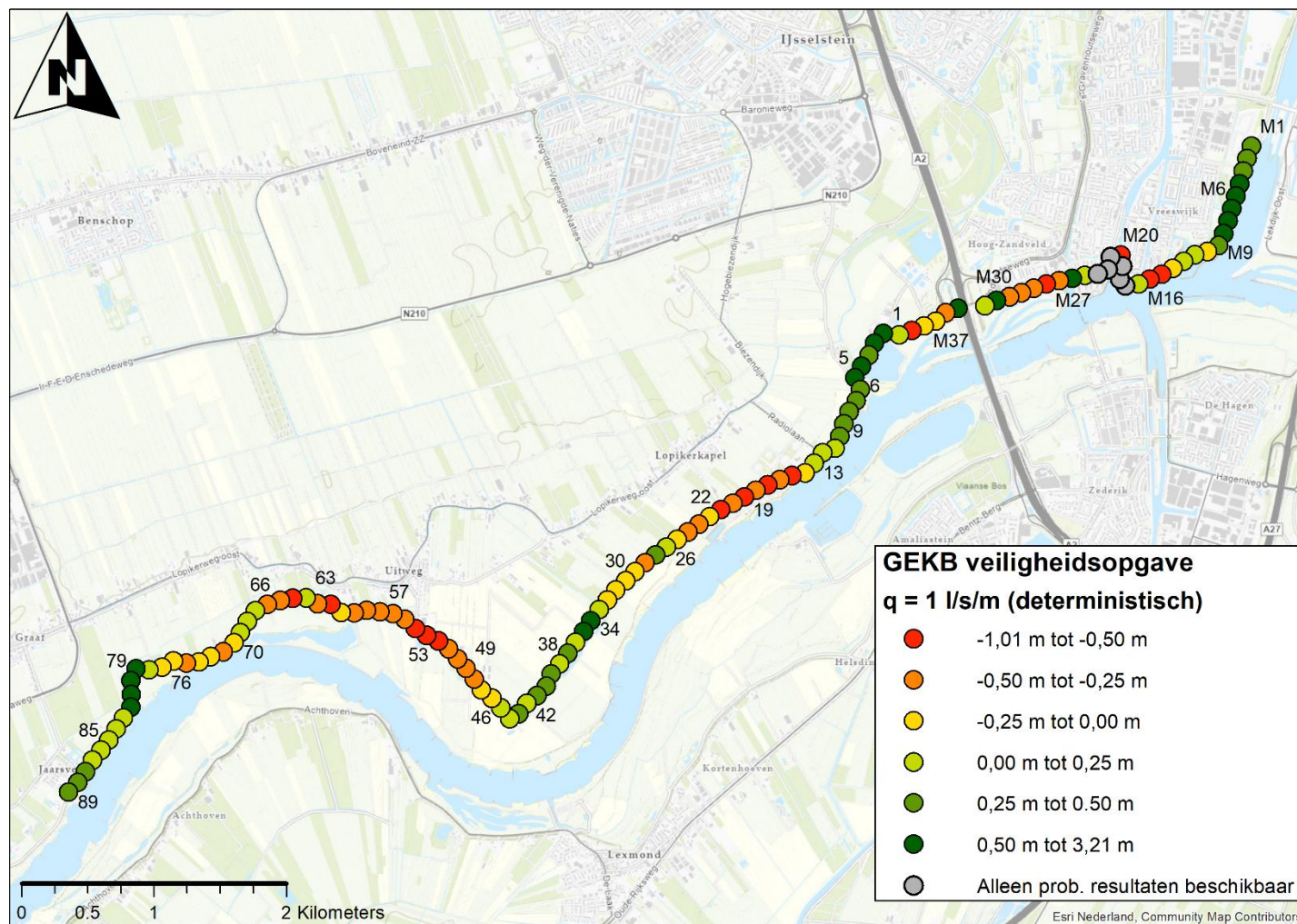
Deze getallen worden gebruikt om tot een samengevoegd beeld te komen van de pipingopgave en worden als invoer voor de verschillende shapefiles gebruikt.

Bijlage B: GEBU parameters & resultaten BM Gras Buitentalud

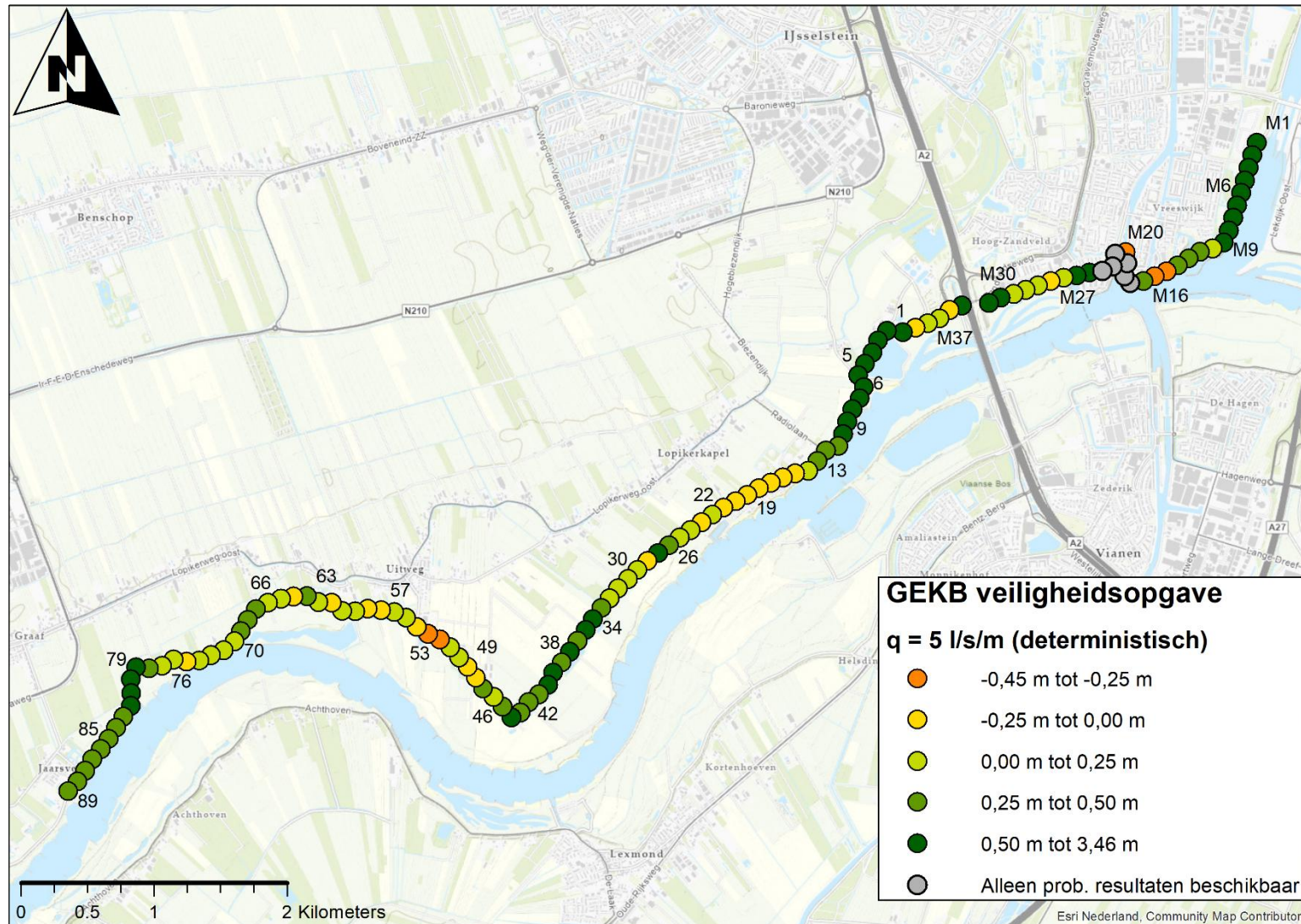
Tabel B 1: Parameters en resultaten van de BM Gras Buitentalud-berekeningen voor GEBU, per GEBU dijkvak.

GEBU dijkvak	Hydra-NL uitvoerlocatie	Maatgevende waterstand [m+NAP]	Golf-hoogte [m]	Golfrichting [°N]	Dijknormaal [°N]	Onderkant grasbekleding buitentalud[m+NAP]	Bovenkant grasbekleding buitentalud [m+NAP]	Zand-percentage [%]	Dikte kleilaag [m]	Veiligheids-factor	Standtijd
1	015-01_0231_9_LE_km0949	6,0	0,46	180,0	130,84	2,46	7,56	77,5	0,50	10,00	Faalt niet
2	015-01_0214_9_LE_km0950	5,5	1,41	225,0	172,54	2,43	7,21	75,0	0,50	0,17	2 uur
3	015-01_0205_9_LE_km0951	5,5	1,59	225,0	159,58	2,61	7,68	74,0	0,50	0,26	4,25 uur
4	015-01_0186_9_LE_km0952	5,5	0,71	180,0	129,12	3,25	7,21	50,0	0,50	6,88	Faalt niet
5	015-01_0180_9_LE_km0953	5,5	0,98	202,5	150,57	3,57	7,11	50,0	0,50	0,84	10,75 uur
6	015-01_0175_9_LE_km0953	5,5	0,19	187,7	157,59	5,09	7,19	75,0	0,50	10,00	Faalt niet
7	015-01_0168_9_LE_km0954	5,5	1,01	202,5	144,57	2,93	7,11	50,0	0,50	1,21	Faalt niet
8	015-01_0149_9_LE_km0956	5,0	0,65	90,0	128,49	2,69	7,15	50,0	0,50	3,27	Faalt niet
9	015-01_0142_9_LE_km0957	5,0	1,36	247,5	226,07	1,93	7,17	50,0	0,50	0,15	1,75 uur
10	015-01_0121_9_LE_km0959	5,0	0,87	202,5	153,01	2,64	6,88	50,0	0,50	1,35	Faalt niet
11	015-01_0117_9_LE_km0959	5,0	0,93	202,5	182,66	2,38	6,35	50,0	0,50	0,33	5 uur
12	015-01_0104_9_LE_km0960	5,0	0,67	179,3	121,39	3,06	6,51	77,5	0,50	10,00	Faalt niet

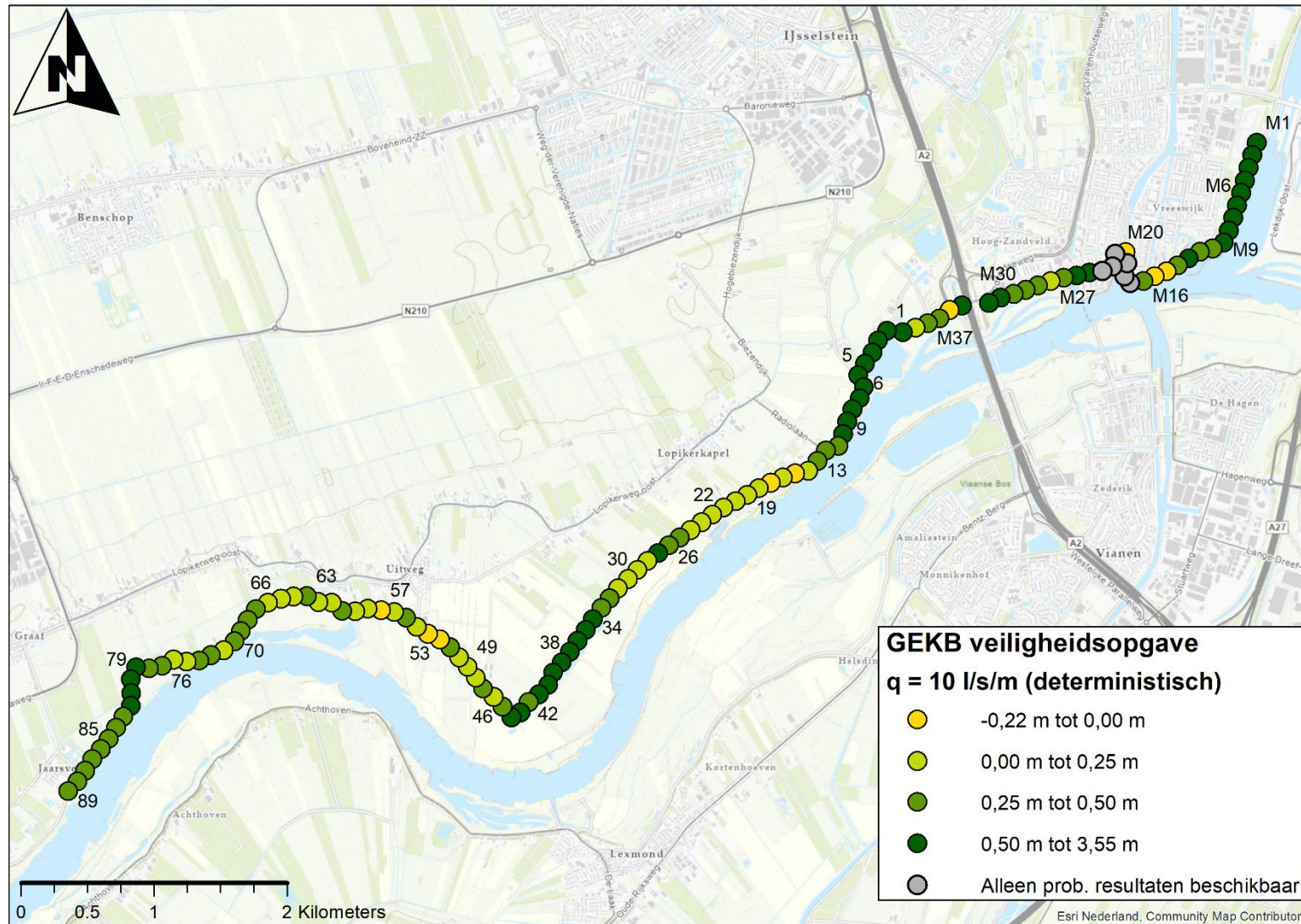
Bijlage C: GEKB parameters & resultaten deterministische toets



Figuur C 1: Resultaten deterministische GEKB toets bij $q = 1 \text{ l/s/m}$, zichtjaar 2073, $T=41.667$ jaar. Negatieve waarden geven een hoogtetekort aan.



Figuur C 2: Resultaten deterministische GEKB toets bij $q = 5 \text{ l/s/m}$, zichtjaar 2073, $T=41.667$ jaar. Negatieve waarden geven een hoogtetekort aan.



Figuur C 3: Resultaten deterministische GEKB toets bij $q = 10 \text{ l/s/m}$, zichtjaar 2073, $T=41.667$ jaar. Negatieve waarden geven een hoogtetekort aan.

Tabel C 1: Invoer en resultaten deterministische GEKB toets.

Dijk- paal	Dichtstbijzijnde Hydra-NL uitvoerlocatie (HRD v3)	Actuele kruin- hoogte [m+NAP]	Totale bodemdaling tot 2073 [mm]	Kruinhoogte in 2073 [m+NAP]	HBN, zichtjaar 2073, terugkeertijd 41,667 jaar [m+NAP]			Hoogtetekort (negatief) / overhoogte (positief) [m] *		
					q = 1 l/s/m	q = 5 l/s/m	q = 10 l/s/m	q = 1 l/s/m	q = 5 l/s/m	q = 10 l/s/m
M1	LE_1_15-1_dk_00002	7,84	236	7,60	7,25	7,07	7,00	0,35	0,53	0,60
M2	LE_1_15-1_dk_00003	7,77	236	7,53	7,07	6,94	6,91	0,46	0,59	0,62
M3	LE_1_15-1_dk_00004	7,75	236	7,51	7,07	6,94	6,91	0,44	0,57	0,60
M4	LE_1_15-1_dk_00005	7,90	236	7,66	7,05	6,93	6,90	0,61	0,72	0,76
M5	LE_1_15-1_dk_00006	8,03	236	7,79	7,04	6,93	6,90	0,75	0,86	0,89
M6	LE_1_15-1_dk_00007	8,00	236	7,76	7,09	6,95	6,91	0,67	0,80	0,85
M7	LE_1_15-1_dk_00008	7,97	236	7,73	7,14	6,97	6,92	0,59	0,75	0,80
M8	LE_1_15-1_dk_00009	7,99	236	7,75	7,23	7,02	6,95	0,52	0,73	0,79
M9	LE_1_15-1_dk_00010	8,04	236	7,80	7,47	7,18	7,07	0,33	0,61	0,73
M10	LE_1_15-1_dk_00012	7,94	236	7,70	7,88	7,56	7,43	-0,18	0,14	0,27
M11	LE_1_15-1_dk_00012	8,14	236	7,90	7,88	7,56	7,43	0,02	0,34	0,47
M12	LE_1_15-1_dk_00013	8,07	236	7,83	7,69	7,40	7,28	0,14	0,43	0,55
M13	LE_1_15-1_dk_00014	8,02	236	7,78	7,86	7,50	7,36	-0,08	0,27	0,42
M14	LE_1_15-1_dk_00016	7,71	236	7,47	8,29	7,81	7,62	-0,82	-0,34	-0,15
M15	LE_1_15-1_dk_00016	7,65	236	7,41	8,29	7,81	7,62	-0,88	-0,40	-0,21
M16	LE_1_15-1_dk_00017	7,68	236	7,44	7,39	7,17	7,08	0,05	0,27	0,35
M17	LE_1_15-1_dk_00019	7,35	236	7,11	Geen deterministische resultaten beschikbaar voor deze locaties, alleen in de probabilistisch berekeningen beschouwd. Zie paragraaf 6.2.2.					
M18	LE_1_15-1_dk_00020	7,25	236	7,01						
M19	LE_1_15-1_dk_00020	7,50	236	7,26						
M20	LE_1_15-1_dk_00020	7,70	236	7,46	8,47	7,91	7,68	-1,01	-0,45	-0,22
M21	LE_1_15-1_dk_00020	7,86	236	7,62						

M22	LE_1_15-1_dk_00020	8,01	236	7,77	Geen deterministische resultaten beschikbaar voor deze locaties, alleen in de probabilistisch berekeningen beschouwd. Zie paragraaf 6.2.2.					
M23	LE_1_15-1_dk_00020	8,17	236	7,93						
M24	LE_1_15-1_dk_00020	8,39	236	8,15						
M25	LE_1_15-1_dk_00023	8,00	236	7,76	6,98	6,89	6,85	0,78	0,87	0,91
M26	LE_1_15-1_dk_00026	7,93	236	7,69	8,08	7,62	7,43	-0,39	0,07	0,26
M27	LE_1_15-1_dk_00026	7,76	236	7,52	8,08	7,62	7,43	-0,56	-0,10	0,09
M28	LE_1_15-1_dk_00027	7,88	236	7,64	8,01	7,57	7,39	-0,37	0,07	0,25
M29	LE_1_15-1_dk_00028	7,80	236	7,56	7,82	7,44	7,28	-0,26	0,12	0,28
M30	LE_1_15-1_dk_00029	7,87	236	7,63	7,89	7,48	7,32	-0,26	0,14	0,31
M31	LE_1_15-1_dk_00030	8,91	236	8,67	8,04	7,57	7,38	0,62	1,10	1,29
M32	LE_1_15-1_dk_00031	8,66	236	8,42	8,28	7,75	7,53	0,14	0,67	0,89
M34	LE_1_15-1_dk_00037	10,71	236	10,47	7,25	7,01	6,92	3,21	3,46	3,55
M35	LE_1_15-1_dk_00037	7,21	413	6,80	7,25	7,01	6,92	-0,46	-0,22	-0,13
M36	LE_1_15-1_dk_00038	7,82	413	7,41	7,61	7,26	7,12	-0,21	0,14	0,29
M37	LE_1_15-1_dk_00039	7,76	413	7,35	7,39	7,10	6,99	-0,05	0,24	0,35
M38	LE_1_15-1_dk_00040	7,55	413	7,14	7,64	7,27	7,12	-0,51	-0,14	0,01
M39	LE_1_15-1_dk_00041	8,18	413	7,77	7,54	7,20	7,07	0,22	0,56	0,70
1	LE_1_15-1_dk_00042	8,14	118	8,02	6,75	6,69	6,67	1,26	1,32	1,35
2	LE_1_15-1_dk_00043	7,70	118	7,58	6,93	6,76	6,70	0,65	0,82	0,88
3	LE_1_15-1_dk_00044	7,58	118	7,46	7,02	6,81	6,74	0,44	0,65	0,72
4	LE_1_15-1_dk_00044	7,64	118	7,52	7,02	6,81	6,74	0,50	0,71	0,78
5	LE_1_15-1_dk_00045	7,67	118	7,55	6,94	6,77	6,71	0,60	0,78	0,84
6	LE_1_15-1_dk_00046	7,58	118	7,46	6,98	6,75	6,68	0,48	0,71	0,78
7	LE_1_15-1_dk_00048	7,46	118	7,34	7,00	6,78	6,70	0,34	0,56	0,64
8	LE_1_15-1_dk_00049	7,47	118	7,35	6,89	6,70	6,64	0,46	0,65	0,71

9	LE_1_15-1_dk_00049	7,47	118	7,35	6,89	6,70	6,64	0,46	0,65	0,71
10	LE_1_15-1_dk_00050	7,43	118	7,31	6,84	6,66	6,60	0,47	0,65	0,70
11	LE_1_15-1_dk_00052	7,40	118	7,28	7,27	7,01	6,90	0,01	0,27	0,38
12	LE_1_15-1_dk_00053	7,28	236	7,04	6,99	6,79	6,71	0,05	0,25	0,33
13	LE_1_15-1_dk_00054	7,28	236	7,04	7,03	6,78	6,70	0,01	0,25	0,34
14	LE_1_15-1_dk_00055	7,38	236	7,14	7,23	7,03	6,93	-0,09	0,11	0,20
15	LE_1_15-1_dk_00056	7,35	236	7,11	7,75	7,33	7,16	-0,64	-0,22	-0,05
16	LE_1_15-1_dk_00057	7,40	236	7,16	7,53	7,20	7,06	-0,37	-0,04	0,10
17	LE_1_15-1_dk_00058	7,32	236	7,08	7,61	7,25	7,10	-0,54	-0,17	-0,02
18	LE_1_15-1_dk_00059	7,36	236	7,12	7,59	7,23	7,08	-0,47	-0,11	0,04
19	LE_1_15-1_dk_00060	7,37	236	7,13	7,66	7,28	7,12	-0,53	-0,15	0,01
20	LE_1_15-1_dk_00061	7,21	236	6,97	7,33	7,04	6,92	-0,36	-0,07	0,05
21	LE_1_15-1_dk_00062	7,21	236	6,97	7,47	7,11	6,97	-0,51	-0,14	0,00
22	LE_1_15-1_dk_00063	7,23	236	6,99	7,13	6,88	6,78	-0,14	0,11	0,21
23	LE_1_15-1_dk_00064	7,22	236	6,98	7,48	7,11	6,96	-0,50	-0,13	0,02
24	LE_1_15-1_dk_00065	7,29	236	7,05	7,31	6,99	6,87	-0,26	0,06	0,18
25	LE_1_15-1_dk_00066	7,41	236	7,17	7,36	7,02	6,89	-0,19	0,15	0,28
26	LE_1_15-1_dk_00067	7,42	118	7,30	7,25	6,94	6,82	0,05	0,35	0,47
27	LE_1_15-1_dk_00068	7,50	118	7,38	7,10	6,85	6,75	0,27	0,53	0,63
28	LE_1_15-1_dk_00069	7,22	413	6,81	7,09	6,82	6,72	-0,29	-0,02	0,08
29	LE_1_15-1_dk_00070	7,28	413	6,87	6,97	6,73	6,64	-0,11	0,13	0,22
30	LE_1_15-1_dk_00071	7,24	413	6,83	7,08	6,79	6,69	-0,25	0,03	0,13
31	LE_1_15-1_dk_00072	7,26	413	6,85	6,95	6,70	6,61	-0,10	0,14	0,23
32	LE_1_15-1_dk_00073	7,31	413	6,90	6,90	6,67	6,58	-0,01	0,23	0,31
33	LE_1_15-1_dk_00074	7,39	413	6,98	6,85	6,63	6,56	0,12	0,34	0,42

34	LE_1_15-1_dk_00075	7,56	118	7,44	6,83	6,61	6,53	0,60	0,83	0,90
35	LE_1_15-1_dk_00075	7,50	118	7,38	6,83	6,61	6,53	0,54	0,77	0,84
36	LE_1_15-1_dk_00075	7,48	413	7,07	6,83	6,61	6,53	0,23	0,45	0,53
37	LE_1_15-1_dk_00080	7,50	413	7,09	6,79	6,55	6,47	0,29	0,53	0,61
38	LE_1_15-1_dk_00080	7,43	413	7,02	6,79	6,55	6,47	0,22	0,46	0,54
39	LE_1_15-1_dk_00080	7,54	413	7,13	6,79	6,55	6,47	0,33	0,57	0,65
40	LE_1_15-1_dk_00080	7,51	413	7,10	6,79	6,55	6,47	0,30	0,54	0,62
41	LE_1_15-1_dk_00083	7,41	413	7,00	6,75	6,53	6,46	0,25	0,46	0,54
42	LE_1_15-1_dk_00083	7,30	413	6,89	6,75	6,53	6,46	0,14	0,35	0,43
43	LE_1_15-1_dk_00084	7,34	413	6,93	6,52	6,43	6,40	0,40	0,49	0,52
44	LE_1_15-1_dk_00085	7,74	413	7,33	7,08	6,82	6,71	0,24	0,50	0,61
45	LE_1_15-1_dk_00087	7,60	413	7,19	7,08	6,81	6,70	0,10	0,37	0,48
46	LE_1_15-1_dk_00088	7,51	413	7,10	7,34	6,99	6,85	-0,25	0,10	0,24
47	LE_1_15-1_dk_00088	7,71	413	7,30	7,34	6,99	6,85	-0,05	0,30	0,44
48	LE_1_15-1_dk_00090	7,52	413	7,11	7,50	7,11	6,95	-0,40	-0,01	0,15
49	LE_1_15-1_dk_00091	7,42	413	7,01	7,50	7,10	6,94	-0,50	-0,10	0,06
50	LE_1_15-1_dk_00092	7,44	413	7,03	7,38	7,02	6,87	-0,36	0,01	0,15
51	LE_1_15-1_dk_00092	7,54	413	7,13	7,38	7,02	6,87	-0,26	0,11	0,25
52	LE_1_15-1_dk_00093	7,33	413	6,92	7,62	7,18	7,00	-0,70	-0,27	-0,09
53	LE_1_15-1_dk_00094	7,18	413	6,77	7,39	7,02	6,87	-0,63	-0,26	-0,11
54	LE_1_15-1_dk_00096	7,50	413	7,09	7,74	7,26	7,06	-0,66	-0,17	0,02
55	LE_1_15-1_dk_00096	7,46	118	7,34	7,74	7,26	7,06	-0,40	0,08	0,28
56	LE_1_15-1_dk_00098	7,35	413	6,94	7,28	6,94	6,80	-0,35	0,00	0,13
57	LE_1_15-1_dk_00098	7,21	413	6,80	7,28	6,94	6,80	-0,49	-0,14	-0,01
58	LE_1_15-1_dk_00100	7,17	413	6,76	7,16	6,83	6,70	-0,41	-0,08	0,05

59	LE_1_15-1_dk_00100	7,27	413	6,86	7,16	6,83	6,70	-0,31	0,02	0,15
60	LE_1_15-1_dk_00101	7,60	413	7,19	7,38	7,02	6,87	-0,20	0,16	0,31
61	LE_1_15-1_dk_00102	7,49	413	7,08	7,82	7,29	7,08	-0,74	-0,22	0,00
62	LE_1_15-1_dk_00103	7,41	236	7,17	7,59	7,12	6,94	-0,42	0,05	0,23
63	LE_1_15-1_dk_00104	7,39	236	7,15	7,13	6,81	6,68	0,02	0,34	0,47
64	LE_1_15-1_dk_00105	7,31	236	7,07	7,71	7,18	6,97	-0,64	-0,11	0,09
65	LE_1_15-1_dk_00106	7,17	118	7,05	7,41	6,98	6,81	-0,36	0,07	0,24
66	LE_1_15-1_dk_00107	6,94	236	6,70	6,97	6,67	6,56	-0,27	0,03	0,14
67	LE_1_15-1_dk_00108	6,95	236	6,71	6,49	6,32	6,26	0,22	0,39	0,45
68	LE_1_15-1_dk_00108	6,88	236	6,64	6,49	6,32	6,26	0,15	0,32	0,38
69	LE_1_15-1_dk_00109	6,89	236	6,65	6,52	6,32	6,25	0,13	0,33	0,40
70	LE_1_15-1_dk_00111	6,95	236	6,71	6,82	6,55	6,44	-0,11	0,16	0,27
71	LE_1_15-1_dk_00112	6,88	236	6,64	6,92	6,61	6,49	-0,28	0,03	0,15
72	LE_1_15-1_dk_00113	7,02	236	6,78	6,93	6,63	6,50	-0,16	0,15	0,27
73	LE_1_15-1_dk_00114	6,96	118	6,84	6,90	6,60	6,48	-0,07	0,23	0,35
74	LE_1_15-1_dk_00115	6,91	236	6,67	7,04	6,70	6,57	-0,37	-0,04	0,10
75	LE_1_15-1_dk_00116	6,58	236	6,34	6,51	6,31	6,24	-0,17	0,03	0,10
76	LE_1_15-1_dk_00117	6,94	236	6,70	6,82	6,54	6,42	-0,12	0,16	0,28
77	LE_1_15-1_dk_00118	6,98	118	6,86	6,70	6,46	6,37	0,16	0,40	0,49
78	LE_1_15-1_dk_00119	7,02	118	6,90	6,26	6,14	6,11	0,64	0,76	0,79
79	LE_1_15-1_dk_00119	6,89	118	6,77	6,26	6,14	6,11	0,51	0,63	0,66
80	LE_1_15-1_dk_00120	6,92	118	6,80	6,30	6,15	6,11	0,50	0,65	0,69
81	LE_1_15-1_dk_00121	6,83	118	6,71	6,14	6,09	6,07	0,57	0,62	0,63
82	LE_1_15-1_dk_00122	6,67	118	6,55	6,32	6,17	6,12	0,22	0,38	0,43
83	LE_1_15-1_dk_00123	6,78	236	6,54	6,35	6,17	6,11	0,19	0,37	0,43

84	LE_1_15-1_dk_00124	6,67	236	6,43	6,38	6,17	6,11	0,05	0,26	0,32
85	LE_1_15-1_dk_00126	6,79	236	6,55	6,35	6,16	6,10	0,20	0,39	0,45
86	LE_1_15-1_dk_00126	6,60	118	6,48	6,35	6,16	6,10	0,12	0,32	0,38
87	LE_1_15-1_dk_00127	6,67	118	6,55	6,26	6,10	6,06	0,29	0,44	0,49
88	LE_1_15-1_dk_00129	6,69	118	6,57	6,24	6,12	6,08	0,33	0,44	0,49
89	LE_1_15-1_dk_00129	6,66	118	6,54	6,24	6,12	6,08	0,30	0,41	0,46

* Bevat afrondingsverschillen i.v.m. conservatief afronden in negatieve richting.

Bijlage D: GEKB parameters & resultaten probabilistische toets

Tabel D 1: Parameters en resultaten probabilistische GEKB toets.

Dijk-paal	Dichtstbijzijnde Hydra-NL uitvoerlocatie (HRD v4)	Golfhoogte klasse [m]	Graszode-kwaliteit	μ [m ³ /s/m]	σ [m ³ /s/m]	Kruinhoogte in 2073 [m+NAP]	HBN zichtjaar 2073 [m+NAP]	Hoogtetekort / overhoogte [m] *
M14	015-01_0217_9_LE_km0950	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,47	7,26	0,21
M15	015-01_0217_9_LE_km0950	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,41	7,19	0,22
M17	015-01_0214_9_LE_km0950	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,11	7,25	-0,14
M18	015-01_0213_9_LE_km0950	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,01	7,45	-0,44
M19	015-01_0213_9_LE_km0950	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,26	7,40	-0,14
M21	015-01_0213_9_LE_km0951	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,62	6,85	0,77
M22	015-01_0213_9_LE_km0952	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,77	6,85	0,92
M23	015-01_0212_9_LE_km0950	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,93	6,82	1,11
M35	015-01_0196_9_LE_km0951	0 - 1	Open	0,10	0,12	6,80	6,86	-0,07
15	015-01_0177_9_LE_km0953	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,11	6,96	0,15
17	015-01_0175_9_LE_km0953	0 - 1	Open	0,10	0,12	7,08	6,96	0,12

52	015- 01_0140_9_LE_km0957	0 - 1	Open	0,10	0,12	6,92	6,70	0,21
53	015- 01_0139_9_LE_km0957	0 - 1	Open	0,10	0,12	6,77	6,70	0,06
57	015- 01_0135_9_LE_km0958	0 - 1	Open	0,10	0,12	6,80	6,62	0,17

* Bevat afrondingsverschillen i.v.m. conservatief afronden in negatieve richting.

Bijlage E: Resultaten GABI en STMI

Resultaten GABI en STMI gedetailleerde toets: Kleidijk

In Tabel E 1 zijn de resultaten van de gedetailleerde toets voor een kleidijk weergegeven. Berekeningen zijn gedaan voor verschillende taludhellingen.

Tabel E 1: Resultaten van de gedetailleerde toets voor een Kleidijk (Edelman en Joustra criterium).

Parameter beschrijving	Symbool	Taludhelling				
		1 op 2	1 op 2,5	1 op 3	1 op 3,5	1 op 4
Hoek van inwendige wrijving	φ	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5
Tangens effectieve hoek van inwendige wrijving	$\tan \varphi$	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414
Partiele veiligheidsfactor	$\gamma_{m,\varphi}$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Effectieve cohesie	c'	5000	5000	5000	5000	5000
Partiele veiligheidsfactor op c'	$\gamma_{m,c'}$	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Volumieke massa natte grond	$\rho_{\text{natte grond}}$	1835	1835	1835	1835	1835
Volumieke massa water	ρ_{water}	1000	1000	1000	1000	1000
Partiele veiligheidsfactor op volumieke massa	$\gamma_{m,\rho}$	1	1	1	1	1
Taludhelling	α	26,57	21,80	18,44	15,95	14,04
Zwaartekracht	g	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Laagdikte, (moet nog bepaald worden, als $c = 0$ geen invloed)	d	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Modelfactor	γ_d	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Schade factor	γ_n	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1

Veiligheidsfactor	SF	1,105	1,343	1,586	1,833	2,081

Resultaten GABI en STMI gedetailleerde toets: Zanddijk met kleibekleding

Tabel E 2: Resultaten van de gedetailleerde toets voor een Zanddijk met kleibekleding (per dijkpaal).

Parameter beschrijving	Symbool	Dijkpaal								
		DP M1	DP M2	DP M3	DP M4	DP M5	DP M6	DP M7	DP M8	DP M9
Hoek van inwendige wrijving	φ	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5
Tangens effectieve hoek van inwendige wrijving	$\tan \varphi$	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414
Partiele veiligheidsfactor	$\gamma_{m,\varphi}$	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Effectieve cohesie	c'	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
Partiele veiligheidsfactor op c'	$\gamma_{m,c'}$	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
Volumieke massa natte grond	$\rho_{\text{natte grond}}$	1835	1835	1835	1835	1835	1835	1835	1835	1835
Volumieke massa water	ρ_{water}	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Partiele veiligheidsfactor op volumieke massa	$\gamma_{m,\rho}$	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Taludhelling	α	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80
Zwaartekracht	g	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Laagdikte, (moet nog bepaald worden, als $c = 0$ geen invloed)	d	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Modelfactor	γ_d	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Schade factor	γ_n	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10

Ligging van het freatisch vlak onder het binnentalud ten opzichte van een niveau	h-z	1.46	1.23	1.32	1.39	1.38	1.31	1.37	1.31	1.26
Eenvoudige toets opdrukken van de klei bekleding										
Veiligheidsfactor	SF opdrukken	0.39	0.46	0.43	0.41	0.41	0.43	0.41	0.43	0.45
Gedetailleerde toets opdrukken van de klei bekleding										
Veiligheidsfactor	+	0.75	0.94	0.86	0.80	0.81	0.87	0.82	0.87	0.91
	-	0.27	0.31	0.30	0.28	0.29	0.30	0.29	0.30	0.31
Uitspoelen van zand door een klei bekleding										
Veiligheidsfactor	SF uitspoelen	0.17	0.22	0.20	0.18	0.18	0.20	0.19	0.20	0.21
Afschuiving van de kleibekleding										
Veiligheidsfactor	SF afschuiven	2.35	2.45	2.41	2.38	2.39	2.42	2.39	2.42	2.44

Benodigde dikte klei bekleding: Zanddijk met kleibekleding

Tabel E 3: Benodigde dikte van de klei bekleding.

Parameter beschrijving	Symbool	Dijkpaal								
		DP M1	DP M2	DP M3	DP M4	DP M5	DP M6	DP M7	DP M8	DP M9
Hoek van inwendige wrijving	φ	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5

Tangens effectieve hoek van inwendige wrijving	tan ϕ	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414
Partiele veiligheidsfactor	gamma m,ϕ	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Effectieve cohesie	c'	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
Partiele veiligheidsfactor op c'	gamma m,c'	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
Volumieke massa natte grond	ρ natte grond	1835	1835	1835	1835	1835	1835	1835	1835	1835
Volumieke massa water	ρ water	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Partiele veiligheidsfactor op volumieke massa	gamma m,rho	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Taludhelling	α	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80
Zwaartekracht	g	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Laagdikte, (moet nog bepaald worden, als c = 0 geen invloed)	d	1.05	0.89	0.95	1.00	0.99	0.94	0.99	0.94	0.91
Modelfactor	gamma d	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Schade factor	gamma n	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Ligging van het freatisch vlak onder het binnentalud ten opzichte van teen niveau	h-z	1.46	1.23	1.32	1.39	1.38	1.31	1.37	1.31	1.26
Eenvoudige toets opdrukken van de klei bekleding										
Veiligheidsfactor	SF opdrukken	1.01	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	1.02	1.01	1.02
Gedetailleerde toets opdrukken van de klei bekleding										
Veiligheidsfactor	+	1.97	2.08	2.04	2.00	2.00	2.04	2.02	2.04	2.07
	-	0.72	0.69	0.70	0.71	0.71	0.70	0.71	0.70	0.70

Uitspoelen van zand door een klei bekleding										
Veiligheidsfactor	SF uitspoelen	1.01	1.02	1.02	1.01	1.00	1.01	1.03	1.01	1.03
Afschuiving van de kleibekleding										
Veiligheidsfactor	SF afschuiven	1.846	1.994	1.933	1.887	1.893	1.941	1.900	1.941	1.975

Bijlage F: Toetsing kunstwerken

Hoogte (HTKW)

Notitie

Project	Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk
Projectnummer	WAB0103881
Onderwerp	Toets HTKW kunstwerken Vreeswijk
Aan	Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden
Auteur	Sebastiaan Woerlee
Datum	28 januari 2021

Deze notitie richt zich specifiek op het toetsen van de Gemeentesluis te Vreeswijk op het toetsspoor *Hoogte Kunstwerk* (HTKW). Bij de overige kunstwerken binnen de scope van dit project wordt het beschouwde toetsspoor reeds behandeld in het hoofdrapport. Met behulp van de opgestelde uitgangspunten kan een toetsoordeel verkregen worden, waarmee een indicatie van de veiligheidsopgave gegeven kan worden om het kunstwerk te laten voldoen aan de norm voor het beschouwde toetsspoor tot aan het zichtjaar 2123.

1 Uitgangspunten

Alle kunstwerken binnen dijktraject Jaarsveld-Vreeswijk dienen tot aan het zichtjaar 2123 te voldoen aan de ondergrens die wettelijk is vastgesteld voor het dijktraject. Deze ondergrens correspondeert met een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. Met toepassing van de faalkansruimteverdeling uit [A] is de faalkanseis voor het kunstwerk verkregen. Met Hydra-NL zijn de ontwerpwaterstanden voor 2050 en 2100 berekend, welke zijn geëxtrapoleerd om de ontwerpwaterstand in 2123 te verkrijgen.

Tabel 1: Uitgangspunten voor de Gemeentesluis te Vreeswijk, corresponderend met onderstaand zichtjaar en de bijbehorende faalkanseis voor het toetsspoor [A]

Toetsspoor HTKW	Gemeentesluis Vreeswijk
Zichtjaar	2123
Faalkanseis kunstwerk (ondergrens)	1/41.667 per jaar
Dijkpaal	M16
Ontwerpwaterstand	NAP +6,962m
Bodemdaling	43,6 cm
Aftopwaarde Rijnafoer bij Lobith	16.000 m ³ /s
Kerende hoogte (huidig)	NAP +7,80m

Tabel 2: Oude toetsresultaten voor toetspoor Hoogte kunstwerk, Gemeentesluis te Vreeswijk

	3 ^{de} toetsronde (2010) [B]	POV CH (2015) [C]	WBI-beoordeling (2018) [D]
Kerende hoogte (incl. bodemdaling)	NAP +7,80m	NAP +7,65m	NAP +7,80m
Maatgevende waterstand	NAP +6,65m	NAP +6,95m	Niet beschikbaar
Faalkanseis bij de norm	n.v.t.	1/41.667	1/41.667
Overslagdebiet	Verwaarloosbaar	30,6 l/s/m	8,0 l/s/m
Toetsoordeel	Goed	Voldoende	Goed

2 Toets

Enkel het buitenhoofd van de Gemeentesluis wordt beschouwd. Als de betreffende kerende hoogte voldoet dienen het midden- en binnenhoofd immers enkel nog de benodigde kolkwaterstanden te kunnen keren. Het middenhoofd heeft een kerende hoogte die ruim hoger ligt dan de maximaal op te zetten kolkwaterstand in de bovenkom. De waterstand in de benedenkom wordt maximaal opgezet tot het niveau van de bovenkant van het binnenhoofd.

De huidige kerende hoogte van het buitenhoofd is gelijk aan NAP +7,80m. Aangezien het buitenhoofd op staal is gefundeerd, is een bodemdaling van 4 mm/jaar aangehouden [A], resulterend in een kerende hoogte van NAP +7,364m voor het zichtjaar 2123. Met behulp van Hydra-NL is het overslagdebiet berekend voor het jaar 2050 en 2100. Vervolgens zijn deze waarden geëxtrapoleerd om het overslagdebiet over het buitenhoofd te verkrijgen voor het zichtjaar 2123. Resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 3: Overslagdebieten bij verschillende zichtjaren met behulp van Hydra-NL versie 2.7.1

Klimaatscenario W+, aftopwaarde Rijn 16.000 m³/s (Lek ontzien)

Outputlocatie "015-01_0215_9_LE_km0950", HRD "WBI2017_Benedenrijn_15-1_v04"

Zichtjaar	2050	2100	2123 (na extrapolatie)
Overslagdebiet [l/s/m]	12,3	45,3	74,2

Het overslagdebiet van 74,2 l/s/m zorgt niet voor overmatige belastingen op de constructies, het water dat over het buitenhoofd heen slaat valt immers rechtstreeks in de bovenkom. Deze kan door de aanzienlijke waterdiepte dergelijke debieten goed weerstaan. Het kritiek overslagdebiet voor de bodembescherming achter het buitenhoofd is in de ordegrrootte van 1.000 l/s/m [E].

Overtollig water door overslag kan via het omloopriool (middenhoofd) en de schuiven in de puntdeuren van het binnenhoofd worden gespuid op de Vaartse Rijn. De afmetingen van het omloopriool (enkel één omloopriool is open en werkzaam in het middenhoofd) en de schuiven in de puntdeuren zijn groot genoeg om dit debiet te kunnen verwerken. Het debiet over het ca. 8,5 meter brede sluishoofd bedraagt 0,63 m³/s. De komberging (bestaande uit de Vaartse Rijn, het Merwedekanaal en de Gekanaliseerde Hollandse IJssel) heeft een totaal oppervlak van ca. 930.000 m². Bij het genoemde debiet stijgt het peil dan ook met een snelheid van 2,4 mm/uur. Wanneer het water op het Merwedekanaal niet geloosd kan worden en de maatgevende

hoogwaterstand reeds optreedt (zeer extreme omstandigheden), dan bedraagt de maximaal toelaatbare peilverhoging nog ongeveer 30 cm [D]. Boven dit niveau stromen er kades onder langs het Merwedekanaal. Het duurt dan ook ca. 125 uur voordat de komberging gevuld is (bij een constante maximumwaarde voor het overslagdebiet). Nadere analyse van het waterstandsverloop bij een afvoergolf op locatie wijst uit dat de waterstand zich, gedurende een periode van ca. 100 uur, maximaal ca. 0,20 m onder de maatgevende waterstand bij de norm bevindt [F]. De komberging is hiermee voldoende groot om het maximale overslagvolume tijdens een maatgevende afvoergolf te kunnen bergen.

Aan weerszijden van het buitenhoofd bevinden zich korte aansluitende dijksegmenten, welke een soortgelijk overslagdebiet dienen te verwerken als hierboven bepaald. Het binnentalud van deze segmenten bestaat uit grasbekleding met een significant lager kritisch overslagdebiet (ordegrootte van 10 l/s/m). De kans is dus aanwezig dat de grasbekleding in dit geval het overslagdebiet niet kan weerstaan. Gevolgen zijn echter minimaal, aangezien het buitenhoofd voorkomt dat het binnentalud kan afschuiven of overmatig kan eroderen.

3 Conclusie

De Gemeentesluis te Vreeswijk voldoet aan de faalkanseis met betrekking tot het toetsspoor *Hoogte kunstwerk*. Het berekende maximale overslagdebiet leidt immers niet tot het bezwijken van de bodembescherming of tot overschrijding van het kombergend vermogen bij een maatgevende afvoergolf. Er is dan ook geen veiligheidsopgave voor het toetsspoor *Hoogte kunstwerk*.

4 Referenties

- [A] Notitie technische uitgangspunten, Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk (JAV_2.3.1_), Lievense Infra BV, december 2020.
- [B] Derde Toetsronde Dijkkringgebied 15: Lekdijk Vreeswijk-Schoonhoven, Arcadis Nederland BV, juli 2010.
- [C] Detailtoetsing A-keringen van de Nederrijn- en Lekdijk (Bijlage E): Eindrapportage ten behoeve van Dijkversterking Centraal Holland, Arcadis Nederland BV, december 2015.
- [D] Veiligheidsoordeel normtraject 15-1, Eerste beoordeling Primaire Keringen, Overstromingskans (PR3604.20), HKV, november 2018.
- [E] Achtergrondrapport Inlaatsluis Gemeentesluis in dijkkring 15, Lopiker- en Krimpenerwaard (VNK.15.03.001), Grontmij Nederland en Witteveen+Bos (GMWB), januari 2011.
- [F] Achtergrondrapport Hydraulische Belastingen: Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017 (1230087-008). Deltares, september 2017.

Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)

Notitie

Project	Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk
Projectnummer	WAB0103881
Onderwerp	Toets BSKW kunstwerken Vreeswijk
Aan	Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden
Auteur	Sebastiaan Woerlee
Datum	28 januari 2021

Deze notitie richt zich specifiek op het toetsen van de Gemeentesluis te Vreeswijk op het toetsspoor *Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk* (BSKW). Bij de overige kunstwerken binnen de scope van dit project wordt het beschouwde toetsspoor reeds behandeld in het hoofdrapport. Met behulp van de opgestelde uitgangspunten kan een toetsoordeel verkregen worden, waarmee een indicatie van de veiligheidsopgave gegeven kan worden om het kunstwerk te laten voldoen aan de norm voor het beschouwde toetsspoor tot ten minste het zichtjaar 2123.

Er is een aanzienlijk raakvlak tussen de toetssporen *Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk* en *Piping kunstwerk*. Als de puntdeuren in het midden-/binnenhoofd van de Gemeentesluis (of Rijkshulpschutsluis) falen te sluiten, dan kan de bijbehorende boven-/benedenkom niet tot het gewenste peil worden opgezet. Het resulterende faalmechanisme is het opbarsten van de kombodem, waardoor deze situatie wordt behandeld in de notitie *Piping (PKW)*.

1 Uitgangspunten

Alle kunstwerken binnen het dijktraject Jaarsveld-Vreeswijk dienen tot ten minste het zichtjaar 2123 te voldoen aan de ondergrens die wettelijk is vastgesteld voor het dijktraject. Deze ondergrens correspondeert met een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. Met toepassing van de faalkansruimteverdeling uit [A] is de faalkanseis voor het kunstwerk verkregen. Met Hydra-NL zijn de ontwerpwaterstanden voor 2050 en 2100 berekend, welke zijn geëxtrapoleerd om de ontwerpwaterstand in 2123 te verkrijgen.

Tabel 1: Uitgangspunten voor de Gemeentesluis te Vreeswijk, corresponderend met onderstaand zichtjaar en de bijbehorende faalkanseis voor het toetsspoor [A]

Toetsspoor BSKW	Gemeentesluis Vreeswijk
Zichtjaar	2123
Faalkanseis kunstwerk (ondergrens)	1/750.000 per jaar
Dijkpaal	M16
Ontwerpwaterstand	NAP +6,853m

Tabel 2: Oude toetsresultaten voor toetspoor Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk, Gemeentesluis te Vreeswijk

	3 ^{de} toetsronde (2010) [B]	POV CH (2015) [C]	WBI-beoordeling (2018) [D]
Faalkans sluiting kokers	$1 \times 1 \cdot 10^{-3,5}$	$1 \times 1 \cdot 10^{-5}$	$2 \times 1 \cdot 10^{-5}$
Toelaatbaar binnenpeil	NAP +3,00m	NAP +4,00m	NAP +4,20m
Faalkanseis bij de norm	n.v.t.	1/750.000	1/500.000
Faalkans herstel	1,00	1,00	1,00
Kans geopend kunstwerk	1,00	0,50	0,50
Toetsoordeel buitenhoofd	Onvoldoende	Onvoldoende	Voldoende
Toetsoordeel midden-/binnenhoofd	n.v.t.	Onvoldoende	n.v.t.

2 Toets

Voor een buitenwaterstand bij de norm op de Lek (NAP +6,85m) is de bovenkom opgezet tot een waterpeil van NAP +4,00m en de benedenkom tot NAP +2,50m. Dit is noodzakelijk om opbarsten van de kombodem te voorkomen. De keermiddelen in alle drie de sluishoofden dienen hiervoor te functioneren. Indien de schuiven in de inlaatkokers in het buitenhoofd falen te sluiten, kan het instroomdebiet niet door de Gemeentesluis verwerkt worden. Indien de sluisdeuren in het midden-/binnenhoofd falen te sluiten, kunnen de boven-/benedenkom niet tot het benodigde waterpeil worden opgezet, waardoor de waterkering mogelijk faalt op opbarsten van de kombodem. Dit faalmechanisme maakt onderdeel uit van het toetsspoor *Piping kunstwerk*, waardoor deze toets ook in de betreffende notitie wordt uitgevoerd.

Door het buitenhoofd lopen twee inlaatkokers van 3,5 x 2,35 m (B x H). Beide kokers kunnen afgesloten worden met een tweetal schuiven, welke zowel automatisch (tot een maximaal peilverschil van 2,0 m) als handmatig bedienbaar zijn. Ook zitten er twee kleine openingen per koker in de schachtwanden, welke worden afgesloten door handmatig bedienbare plaatschuiven. Het water in de bovenkom wordt opgezet door het openzetten van de grote schuiven in het buitenhoofd. Het water in de benedenkom kan worden opgezet door twee omloopriolen in het middenhoofd te openen. Deze omloopriolen bevatten beide een schuif die met een handschakelaar te bedienen is. Met de kleine schuiven in de schachten van het buitenhoofd (handmatig bedienbaar met een slinger) kan het peil vervolgens worden beheerst. Deze peilbeheersing gebeurt in samenwerking met schuiven in de puntdeuren van het binnenhoofd (ook handmatig bedienbaar met een slinger). [F]

Bij stroomuitval in de bedieningsruimte van de inlaatsluis/buitenhoofd wordt het noodaggregaat ingezet. Deze staat in het schotbalkenhuisje naast het buitenhoofd (de schotbalken die hier staan opgeslagen dienen enkel voor onderhoud van het buitenhoofd). De bedieningsruimte bevindt zich in hetzelfde huisje. Voor het midden- en binnenhoofd zijn schotbalken (zes stuks) aanwezig die worden gebruikt wanneer de sluiting van de puntdeuren faalt. Deze liggen opgeslagen in de loods van de RWZI in Utrecht. [F]

2.1 Buitenhoofd

De grote schuiven in het buitenhoofd worden regelmatig gebruikt voor het inlaten van water vanaf de Lek. Handbediening is mogelijk en de schuiven staan op het moment van sluiten reeds in 'geknepen' toestand (enkel gedeeltelijk geopend), wat de faalkans van de sluiting verkleint. De schuiven bevinden zich in de kokers, waardoor externe risicofactoren (obstakels, aanvaringen, etc.) beperkt effect hebben. De faalkans voor niet sluiten (P_{ns}) wordt dan ook hoofdzakelijk bepaald door het falen van de bewegingswerken. De kans hierop wordt conservatief ingeschat op $1 \cdot 10^{-4}$ (conform Bijlage B van de WOWK [H]). Voor de tweede set grote schuiven in het buitenhoofd geldt dat ze op dezelfde energievoorziening zijn aangesloten als de eerste set. Ook bevinden ze zich vlak achter elkaar, waardoor de afhankelijkheid groot is. De onzekerheid in de faalkans van de sluiting van de schuiven is daarmee aanzienlijk, waardoor is gekozen om een conservatieve faalkans van $1 \cdot 10^{-1}$ per vraag aan te houden. Er kunnen schotbalken geplaatst worden in de sponningen in het buitenhoofd, deze zijn echter enkel bedoeld voor het uitvoeren van onderhoudswerkzaamheden.

Het minimale maaiveldniveau rondom de bovenkom ligt iets hoger dan NAP +4,40m (analyse op basis van AHN3 en oude toetsrapportages). Het maximaal toelaatbaar binnenpeil wordt hiermee vastgesteld op NAP +4,40m. Deze waterstand wordt op de Lek ongeveer 1x per drie jaar overschreden (op basis van een analyse met Hydra-NL¹). Verder wordt aangenomen dat de inlaatkokers gedurende 50% van de tijd geopend zijn om water in te laten. Er is onvoldoende aannemelijk aangetoond dat herstelmaatregelen zorgen voor een reductie van de faalkans. De faalkans voor de betrouwbaarheid van de sluiting van het buitenhoofd kan met onderstaande formule worden berekend.

$$P_{f,sluitproces} = n \cdot P_{ns} \cdot P_{open} \cdot N(h_b > OKP) \cdot P_{f,herstel} = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1$$

Hierin is:

n	Hoeveelheid identieke doorstroomopeningen [-];
P_{ns}	Faalkans van sluiting van de schuiven in het buitenhoofd [1/vraag];
P_{open}	Kans dat de schuiven open staan wanneer een hoogwater zich aandient [-];
$N(h_b > OKP)$	Aantal keer per jaar dat de buitenwaterstand hoger is dan het maximaal toelaatbare binnenpeil, waarboven overstromingsgevolgen zich mogelijk voordoen [vragen/jaar];
$P_{f,herstel}$	Kans dat het herstel van een gefaalde sluiting faalt [-].

Bovenstaande formule resulteert in een faalkans van $3,33 \cdot 10^{-6}$ ($\approx 1/300.000$) per jaar, dit is een factor 2,5 groter dan de faalkanseis. Het buitenhoofd voldoet hiermee niet aan de ondergrens voor het toetsspoor *Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk* in het zichtjaar 2123.

Het is van belang te vermelden dat de herstelperiode na een gefaalde sluiting aanzienlijk is. De grote schuiven in het buitenhoofd worden reeds gesloten bij een buitenwaterstand van NAP +3,00m. Aangezien de locatie afvoergedomineerd is, duurt het nog meerdere uren voordat de ontwerpwaterstand bereikt is.

¹ Hydra-NL versie 2.7.1, zichtjaar 2123, klimaatscenario W+, aftopwaarde Rijn 16.000 m³/s, outputlocatie "015-01_0215_9_LE_km0950", HRD "WBI2017_Benedenrijn_15-1_v04"

2.2 Midden- en binnenhoofd

In deze notitie is reeds aangekaart dat de benodigde opzetpeilen in de boven-/benedenkom niet kunnen worden behaald wanneer het midden- en/of binnenhoofd niet (op tijd) sluit, omdat er dan mogelijk opbarsten van de kombodem optreedt. Deze toets wordt uitgevoerd in de notitie *Piping (PKW)*. In deze notitie wordt de benodigde betrouwbaarheid van het sluiten van het midden-/binnenhoofd beschouwd.

3 Conclusie

Het buitenhoofd van de Gemeentesluis voldoet niet aan de faalkanseis voor *Betrouwbaarheid sluiting*. De onzekerheid in de faalkans van het tweede keermiddel, alsmede de onzekerheid in de afhankelijk tussen beide sets keermiddelen, resulteren in een faalkans die niet aan de ondergrens voldoet. Falen van het sluiten van het midden- en binnenhoofd heeft geen effect op de faalmechanismes behorende bij het huidige toetsspoor en is derhalve niet behandeld in deze notitie.

4 Referenties

- [A] Notitie technische uitgangspunten, Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk (JAV_2.3.1_), Lievense Infra BV, december 2020.
- [B] Derde Toetsronde Dijkkringgebied 15: Lekdijk Vreeswijk-Schoonhoven, Arcadis Nederland BV, juli 2010.
- [C] Detailtoetsing A-keringen van de Nederrijn- en Lekdijk (Bijlage E): Eindrapportage ten behoeve van Dijkversterking Centraal Holland, Arcadis Nederland BV, december 2015.
- [D] Veiligheidsoordeel normtraject 15-1, Eerste beoordeling Primaire Keringen, Overstromingskans (PR3604.20), HKV, november 2018.
- [E] Achtergrondrapport Inlaatsluis Gemeentesluis in dijkkring 15, Lopiker- en Krimpenerwaard (VНК.15.03.001), Grontmij Nederland en Witteveen+Bos (GMWB), januari 2011.
- [F] Bedieningsprotocol Gemeentesluis: Calamiteitenbestrijdingsplan Hoog Buitenwater en Overstromingen (DM 575012-v5), Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, augustus 2017.
- [G] Beheer- en onderhoudsplan Oude Sluis te Vreeswijk (W15210_RAP 02), Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, januari 2016.
- [H] Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken – Ontwerpverificaties voor de hoogwatersituatie, Rijkswaterstaat, November 2018

Piping (PKW)

Notitie

Project	Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk
Projectnummer	WAB0103881
Onderwerp	Toets PKW kunstwerken Vreeswijk
Aan	Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden
Auteur	Sebastiaan Woerlee
Datum	28 januari 2021

Deze notitie richt zich specifiek op het toetsen van de Gemeentesluis en Rijkshulpschutsluis te Vreeswijk op het toetsspoor *Piping kunstwerk* (PKW). Bij de overige kunstwerken binnen de scope van dit project wordt het beschouwde toetsspoor reeds behandeld in het hoofdrapport. Met behulp van de opgestelde uitgangspunten kan een toetsoordeel verkregen worden, waarmee een indicatie van de veiligheidsopgave gegeven kan worden om de kunstwerken te laten voldoen aan de norm voor het beschouwde toetsspoor tot ten minste het zichtjaar 2123.

Er is een aanzienlijk raakvlak tussen de toetssporen *Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk* en *Piping kunstwerk*. Als de puntdeuren in het midden-/binnenhoofd van de Gemeentesluis of Rijkshulpschutsluis falen te sluiten, dan kan de bijbehorende boven-/benedenkom niet tot het gewenste peil worden opgezet. Het resulterende faalmechanisme is het opbarsten van de kombodem, waardoor deze situatie wordt behandeld in de huidige notitie.

1 Uitgangspunten

Alle kunstwerken binnen het dijktraject Jaarsveld-Vreeswijk dienen tot ten minste het zichtjaar 2123 te voldoen aan de ondergrens die wettelijk is vastgesteld voor het dijktraject. Deze ondergrens correspondeert met een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. Met toepassing van de faalkansruimteverdeling uit [A] is de faalkanseis voor de kunstwerken verkregen. Met Hydra-NL zijn de ontwerpwaterstanden voor 2050 en 2100 berekend, welke zijn geëxtrapoleerd om de ontwerpwaterstand in 2123 te verkrijgen.

Tabel 1: Uitgangspunten voor de kunstwerken te Vreeswijk, corresponderend met onderstaand zichtjaar en de bijbehorende faalkanseis voor het toetsspoor [A]

Toetsspoor PKW	Gemeentesluis	Rijkshulpschutsluis
<i>Zichtjaar</i>	2123	2123
<i>Dijkpaal</i>	M16	M14
<i>Ontwerpwaterstand</i>	NAP +6,853m	NAP +6,879m
<i>Bodemdaling</i>	43,6 cm	43,6 cm

Tabel 2: Oude toetsresultaten voor toetspoor Piping kunstwerk, Gemeentesluis te Vreeswijk

	3 ^{de} toetsronde (2010) [B]	POV CH (2015) [C]	WBI-beoordeling (2018) [D]
Ontwerpwaterstand	NAP +6,45m	NAP +6,73m	n.v.t.
Kritisch verval	2,22 m	4,56 m	n.v.t.
Kortste kwelweg	26,0 m	40,0 m	n.v.t.
Toetsoordeel buitenhoofd	Goed	Voldoende	Voldoende
Toetsoordeel midden-/ binnenhoofd	n.v.t.	Onvoldoende	n.v.t.

2 Toets

2.1 Gemeentesluis

Reguliere omstandigheden

Het buitenhoofd van de Gemeentesluis is gefundeerd op een onderwaterbetonvloer van 3,5 m dik en 19 m lang. Er zijn twee kwelschermen aanwezig, welke beide reiken tot NAP -11,65m. De bovenkant van de betonvloer ligt op NAP -1,15m. Aangezien er een doorgaande damwand aanwezig is in het aansluitende dijklichaam (deze sluit aan op het buitenhoofd) is de kortste kwelweg enkel gerelateerd aan onderloopsheid. De bodem bestaat ter plaatse van het buitenhoofd uit matig grof zand met een Creep-factor ($C_{w,creep}$) van 6. Het kritisch verval (ΔH_c) kan berekend worden met de formule van Lane.

$$\Delta H_c = \frac{\frac{1}{3}L_H + L_V}{C_{w,creep}} = \frac{\frac{1}{3} \cdot 19 + 2 \cdot (11,65 - 1,15)}{6} = 4,56 \text{ m}$$

Hierin is:

L_H Horizontale kwelweg [m];

L_V Verticale kwelweg [m].

Bij een ontwerpwaterstand van NAP +6,85m op de Lek bedraagt het minimale waterpeil in de bovenkom NAP +2,29m. Aangezien de bovenkom wordt opgezet tot NAP +4,00m bij waterstanden boven NAP +4,50m op de Lek (bij Vreeswijk) is er voldoende marge aanwezig. Voor waterstanden boven NAP +3,00m op de Lek (bij Hagestein beneden) wordt de bovenkom opgezet tot NAP +2,50m. In theorie zou dit kompeil dus ook toereikend zijn bij de ontwerpwaterstand.

Voor zowel het midden- als het binnenhoofd geldt dat er geen informatie is met betrekking tot eventueel toegepaste kwelschermen. De hoofden zijn gefundeerd op palen en hebben reeds bewezen om bij opgezette kom de benodigde vervallen te keren zonder opbarsting tot gevolg. Zonder kwelschermen was dit waarschijnlijk niet gelukt, echter geeft het onvoldoende zekerheid om hier een voldoende toetsoordeel aan te kunnen hangen.

Tijdens de derde toetsronde is ook het aansluitend dijklichaam aan het buitenhoofd beschouwd, vanwege de beperkte breedte ter plaatse. Het kritisch verval van het buitenhoofd bleek echter ruim maatgevend, waardoor er geen risico op opbarsten aanwezig is.

Falen opzetten sluiskom

In de vorige paragraaf is uitgegaan van een waterpeil van NAP +4,00m in de bovenkom. Indien de puntdeuren in het midden-/binnenhoofd falen te sluiten kan dit opzetpeil echter niet bereikt worden. Het waterpeil dient minimaal NAP +2,29m te bedragen om opbarsten van de kombodem te voorkomen. Zowel het midden- als het binnenhoofd zijn in staat om een verval te keren behorend tot een opzetpeil van NAP +2,50m. Hiermee kan gesteld worden dat het bovenhoofd enkel niet meer voldoet op het toetsspoor *Piping kunstwerk* wanneer zowel het midden- als het binnenhoofd weigeren te sluiten. Er kan dan ook een voldoende toetsoordeel worden toegekend zodra de gecombineerde faalkans van het midden- en binnenhoofd kleiner is dan de bijbehorende faalkanseis van 1/750.000 per jaar (zie notitie *Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk*).

De puntdeuren in het midden- en binnenhoofd worden zeer zelden gebruikt. De doorstroomopeningen/drempels dienen eerst obstakelvrij te worden gemaakt door duikers voordat de puntdeuren kunnen worden gesloten. De betrouwbaarheid van het sluiten van de puntdeuren is hierdoor laag (ordegrootte $1 \cdot 10^{-1}$). Sluiting geschiedt enkel handmatig, waardoor een sleutel die kwijt is (voor het openen van de kettingsloten die aan de geopende puntdeuren zijn bevestigd) al kan leiden tot het falen van de reguliere sluiting. Als noodmaatregel kunnen schotbalken ingehesen worden, welke eerst aan de andere kant van de stad dienen te worden opgehaald uit de loods van de RWZI. Voor het transport en het inhijzen is een bakwagen met kraan en trailer nodig (Brouwer zwaar & speciaal transport), daarnaast is er een heftruck nodig om de schotbalken uit de loods te halen en een boot om de schotbalken aan elkaar te monteren [F]. De verscheidenheid in het benodigde materieel maakt dat de faalkans voor het succesvol uitvoeren van deze noodmaatregel een ordegrootte van $1 \cdot 10^{-1}$ heeft.

De puntdeuren worden enkel op vraag gesloten, waardoor de kans op open staan gelijk is aan 1. In het geval het buitenhoofd gesloten staat, wordt aangenomen dat het waterpeil in het Merwedekanaal minimaal gelijk is aan het streefpeil van NAP +0,58m bij een hoge waterstand op de Lek. Het kritiek verval over het buitenhoofd bedraagt 4,56 m. Hiermee is de maximaal toegestane buitenwaterstand gelijk aan NAP +5,14m. De bijbehorende overschrijdingskans is gelijk aan $1,8 \cdot 10^{-1}$ per jaar (op basis van een analyse met Hydra-NL²). De gecombineerde faalkans voor niet sluiten van het midden-/binnenhoofd kan worden bepaald met onderstaande formule.

$$P_{f,sluitproces} = n \cdot P_{ns} \cdot P_{open} \cdot N(h_b > OKP) \cdot P_{f,herstel} \\ = 1 \cdot (10^{-1} \cdot 10^{-1}) \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 10^{-1} \cdot (10^{-1} \cdot 10^{-1})$$

Hierin is:

n	Hoeveelheid identieke doorstroomopeningen [-];
P_{ns}	Faalkans van sluiting van de schuiven in het buitenhoofd [1/vraag];
P_{open}	Kans dat de schuiven open staan wanneer een hoogwater zich aandient [-];

² Hydra-NL versie 2.7.1, zichtjaar 2123, klimaatscenario W+, aftopwaarde Rijn 16.000 m³/s, outputlocatie "015-01_0215_9_LE_km0950", HRD "WBI2017_Benedenrijn_15-1_v04"

$N(h_b > OKP)$	Aantal keer per jaar dat de buitenwaterstand hoger is dan het maximaal toelaatbare binnenpeil, waarboven overstromingsgevolgen zich mogelijk voordoen [vragen/jaar];
$P_{f,herstel}$	Kans dat het herstel van een gefaalde sluiting faalt [-].

De gecombineerde faalkans komt hiermee uit op $1,8 \cdot 10^{-5}$ ($= 1/55.555$) per jaar. Hiermee wordt niet aan de faalkanseis voldaan. Er dient hierbij echter te worden opgemerkt dat zeer conservatieve aannames gedaan zijn voor de faalkans van de (nood)sluiting van het midden-/benedenhoofd. Aangezien zowel de faalkans voor de reguliere sluiting als voor de noodsluiting wordt meegenomen voor beide sluishoofden, kan een kleine verbetering in de faalkans reeds leiden tot een voldoende toetsoordeel.

2.2 Rijkshulpschutsluis

Reguliere omstandigheden

Voor het dichtgestorte buitenhoofd dient enkel onderloopsheid beschouwd te worden, aangezien er geen doorlopende zandlaag aanwezig is loodrecht op de dijk. Het buitenhoofd is gefundeerd op palen en de ondergrond bestaat hoofdzakelijk uit klei, waardoor enkel de verticale kwelweg wordt beschouwd. Aan de Lekzijde ligt de bodem (en daarmee het intredepunt voor kwel) op NAP +4,75m (AHN3). Aan de stadszijde ligt de bodem van de kwelkom op NAP -1,23m [B]. Er bevinden zich drie houten kwelschermen onder het buitenhoofd, elk met een geschatte lengte van ca. 3,5 m [C].

$$\Delta H_c = \frac{\frac{1}{3}L_H + L_V}{C_{w,creep}} = \frac{\frac{1}{3} \cdot 0 + (4,75 + 1,23) + 3 \cdot 3,5 \cdot 2}{6} = 4,50 \text{ m}$$

Bij een ontwerpwaterstand van NAP +6,88m op de Lek bedraagt het minimale waterpeil in de kwelkom NAP +2,38m. De sluiskom van de Rijkshulpschutsluis wordt opgezet tot NAP +2,50m vanaf een waterstand van NAP +4,80m op de Lek. Het opzetten vindt plaats door water vanaf de Vaartse Rijn de sluiskom in te pompen. De opzethoogte is voldoende om opbarsten te voorkomen in de sluiskom en daarmee voldoet het buitenhoofd voor het toetsspoor *Piping kunstwerk*.

Voor het binnenhoofd zijn er geen gegevens beschikbaar met betrekking tot aanwezige kwelschermen. Ook hier heeft opzetten van de sluiskom niet geleid tot opbarsten. Dit geeft echter onvoldoende zekerheid om een voldoende toetsoordeel toe te kunnen wijzen aan het binnenhoofd.

Het water in de sluiskom van de Rijkshulpschutsluis dient opgezet te worden met behulp van een pomp. Er zijn zeer weinig gegevens beschikbaar over deze pomp. Aangezien de sluiskom op kan barsten bij falen van de pomp, doet de betrouwbaarheid hiervan mee in de faalkans voor het toetsspoor *Piping kunstwerk*. Voor het opzetten van het water is het niet falen van de deuren in de binnenhoofd ook van belang. Door de beperkte gegevens dienen de pomp en deuren meegenomen te worden in de veiligheidsopgave.

Falen opzetten sluiskom

Bij een kritiek verval van 4,50 m en een waterstand in de sluiskom van NAP +0,58m (gelijk aan het streefpeil op de Vaartse Rijn), kan de sluiskom van de Rijkshulpschutsluis opbarsten vanaf een buitenwaterstand (op de Lek) van NAP +5,08m. De betrouwbaarheid van het opzetten van de sluiskom dient om deze reden meegenomen te worden in het huidige toetsspoor. Wanneer aangenomen wordt dat de buitenwaterstand op de locatie van de Rijkshulpschutsluis grofweg gelijk is aan de buitenwaterstand bij de Gemeentesluis, bedraagt de overschrijdingskans van de kritische buitenwaterstand ca. $2 \cdot 10^{-1}$ per jaar. Er is aangenomen dat de faalkanseis voor het toetsspoor *Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk* in dit geval een goede indicatie van de ordergrootte van de faalkanseis geeft. Deze eis is gelijk aan 1/750.000 per jaar (zie notitie *Betrouwbaarheid sluiting kunstwerk*). Hiermee dient de kans op het falen van het opzetten van de sluiskom maximaal 1/150.000 per jaar te bedragen.

Falen van het opzetten van de sluiskom kan optreden wanneer de deuren in het binnenhoofd weigeren te sluiten of de pomp niet in staat is om de waterstand in de sluiskom tot het benodigde opzetpeil te verhogen. Op voorhand kan reeds gesteld worden dat voor beide gevallen de benodigde faalkanseis niet kan worden behaald.

3 Conclusie

De buitenhoofden van de Gemeentesluis en de Rijkshulpschutsluis voldoen ten aanzien van de faalkanseis voor het toetsspoor *Piping kunstwerk* onder reguliere omstandigheden. Dit is echter niet meer het geval op het moment dat het opzetten van de sluiskommen tot het benodigde waterpeil faalt. Voor de Rijkshulpschutsluis is de faalkans in dit geval ruim onvoldoende. Van de overige sluishoofden (het midden- en binnenhoofd van de Gemeentesluis en het binnenhoofd van de Rijkshulpschutsluis) zijn onvoldoende gegevens voor handen om een oordeel te kunnen vellen met betrekking tot het toetsspoor *Piping kunstwerk*.

4 Referenties

- [A] Notitie technische uitgangspunten, Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk (JAV_2.3.1_), Lievense Infra BV, december 2020.
- [B] Derde Toetsronde Dijkkringgebied 15: Lekdijk Vreeswijk-Schoonhoven, Arcadis Nederland BV, juli 2010.
- [C] Detailtoetsing A-keringen van de Nederrijn- en Lekdijk (Bijlage E): Eindrapportage ten behoeve van Dijkversterking Centraal Holland, Arcadis Nederland BV, december 2015.
- [D] Veiligheidsoordeel normtraject 15-1, Eerste beoordeling Primaire Keringen, Overstromingskans (PR3604.20), HKV, november 2018.
- [E] Achtergrondrapport Inlaatsluis Gemeentesluis in dijkkring 15, Lopiker- en Krimpenerwaard (VNK.15.03.001), Grontmij Nederland en Witteveen+Bos (GMWB), januari 2011.
- [F] Bedieningsprotocol Gemeentesluis: Calamiteitenbestrijdingsplan Hoog Buitenwater en Overstromingen (DM 575012-v5), Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, augustus 2017.

Sterkte en Stabiliteit (STKWp)

Notitie

Project	Dijkversterking Jaarsveld-Vreeswijk
Projectnummer	WAB0103881
Onderwerp	Toets sterkte en stabiliteit kunstwerken
Aan	Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden
Auteur	Kevin Oudenbroek
Datum	27 januari 2021

1 Doel van deze memo

In het dijktraject Jaarsveld-Vreeswijk zijn o.a. twee kunstwerken aanwezig in de omgeving van Vreeswijk (wijk van Nieuwegein): de Gemeentesluis (ook bekend als Oude Sluis) en de Rijkshulpschutsluis. Deze kunstwerken zijn in 2018 volgens het WBI2017 beoordeeld, zie [A].

In deze memo wordt de vraag beantwoord of de conclusies uit dit rapport ook nog gelden voor het zichtjaar 2123, en zo niet, welk type maatregelen er genomen dienen te worden. Er wordt specifiek gekeken naar het toetsspoor “sterkte en stabiliteit kunstwerk” (STKWp) met als faalmechanismen:

- Stabiliteit constructie en grondlichaam (STCG)
- Sterkte waterkerende constructieonderdelen (STCO)

2 Beschikbare informatie

2.1 Beschrijving objecten

De Gemeentesluis bestaat uit 3 hoofden en 2 kolken. De sluisfunctie is verloren omdat het buitenhoofd in verbinding staat met het buitenwater via twee kokers, m.a.w. er zijn geen sluisdeuren in het buitenhoofd meer aanwezig. In geval van hoogwater op de Lek kunnen de puntdeuren van het middenhoofd en binnenhoofd worden gesloten en wordt het water in de kolken opgezet. Dit om opbarsten van de kolkbodem te voorkomen.

De Rijkshulpschutsluis is in 1990 permanent afgesloten door middel van betonnen keerwanden. Ook hier geldt dat bij hoogwater op de Lek het peil in de kolk wordt opgezet om opbarsten van de kolkbodem te voorkomen.

2.2 Eerdere beoordelingen

2.2.1 2015 (Arcadis)

In bijlage E van [B] is de volgende informatie te vinden:

Gemeentesluis:

Voor alle hoofden geldt dat het oordeel voor de faalmechanismen STCO en STCG voldoende is. Voor het middenhoofd en het binnenhoofd is dat oordeel gegeven op basis van het principe bewezen sterkte. Voor het buitenhoofd is beredeneerd dat de massa en de afmetingen van de constructie zodanig zijn dat er geen gevaar is voor horizontaal schuiven, opdrijven of kantelen (m.a.w. verlies van stabiliteit, STCG). Tevens volgt uit de toetsing van de sterkte van de schuiven (STCO) dat de maximaal toegestane vervalbelasting $134,7 \text{ kN/m}^2$ (13,47 mwk) bedraagt. Dit is meer dan de maximale vervalbelasting ten tijde van de beoordeling. Hierbij is uitgegaan van een maatgevende waterstand van NAP +6,73 m (terugkeerperiode 10.000 jaar) en een maximale toetsgolfhoogte $H_d = 2,2 \times H_s = 2,2 \times 0,90 \text{ m} = 1,98 \text{ m}$.

Rijkshulpschutsluis:

Het faalmechanisme STCO is niet van toepassing aangezien de deuren zijn verwijderd en voor STCG is het oordeel voldoende gegeven op basis van expert judgement. Hierbij is uitgegaan van een maatgevend hoogwater van NAP +6,81 m (terugkeerperiode 10.000 jaar)

2.2.2 WBI2017 (HKV)

In de eindrapportage [A] is een beoordeling van deze kunstwerken volgens het WBI2017 gegeven. De waterstanden welke zijn gehanteerd zijn die gekoppeld aan de signaleringswaarde (terugkeerperiode $T = 30.000$ jaar) en zijn:

- NAP +6,68 m voor de Gemeentesluis
- NAP +6,72 m voor de Rijkshulpschutsluis

Beide waterstanden zijn gebaseerd op zichtjaar 2023.

Voor zowel de Gemeentesluis als de Rijkshulpschutsluis is geconcludeerd dat stabiliteit (STCG) geen risicobijdragend faalmechanisme is.

Het oordeel wat betreft de sterkte van de keermiddelen (STCO) van de Gemeentesluis is voldoende, omdat de karakteristieke sterkte van de schuiven in het buitenhoofd groter is dan het maximale verval. Voor de Rijkshulpschutsluis is STCO niet van toepassing.

2.3 Hydraulische randvoorwaarden

De ontwerpwaterstanden in 2123 zijn op basis van gegevens uit Hydra-NL afgeleid en gepresenteerd in Tabel 1.

Tabel 1: Ontwerpwaterstanden voor het zichtjaar 2123.

Kunstwerk	Terugkeerperiode				
	10.000 jaar	30.000 jaar	41.667 jaar	125.000 jaar	220.000 jaar
Gemeente-sluys	NAP +6,853 m	NAP +6,935 m	NAP +6,962 m	NAP +7,087 m	NAP +7,187 m
Rijkshulp-schutsluis	NAP +6,879 m	NAP +6,958 m	NAP +6,987 m	NAP +7,108 m	NAP +7,206 m

De golfhoogtes zijn gegeven in Tabel 2 en afgeleid op basis van gegevens uit Hydra-NL.

Tabel 2: Significante golfhoogtes H_s voor het zichtjaar 2123 en klimaatscenario W+.

Kunstwerk	Terugkeerperiode	
	10.000 jaar	30.000 jaar
Gemeente-sluys	$H_s = 1,53$ m	$H_s = 1,65$ m
Rijkshulp-schutsluis	$H_s = 1,51$ m	$H_s = 1,62$ m

De Lek rondom de sluizen is afvoergedomineerd, hetgeen betekent dat de waterstand voornamelijk wordt bepaald door de afvoer en de golven door de windrichting en -kracht. Het is zeer conservatief om de extremen van waterstand en golfhoogte met elkaar te combineren. Voor de eindconclusie maakt deze conservatieve aanname echter geen verschil.

2.4 Faalkanseisen

Voor het dijktraject waar de kunstwerken onderdeel van zijn hoort bij de ondergrenswaarde een terugkeerperiode $T = 10.000$ jaar en bij de signaleringswaarde een terugkeerperiode $T = 30.000$ jaar. Om de faalkanseis te berekenen wordt voor het toetsspoor sterkte en stabiliteit (STKW) een faalkansruimte $\omega = 2\%$ en een lengte-effectfactor $N = 3$ gebruikt. De faalkanseis per object is dus:

Ondergrenswaarde: $(1/10.000) \times 0,02 / 3 = 1/1.500.000$

Signaleringswaarde: $(1/30.000) \times 0,02 / 3 = 1/4.500.000$

3 Doorkijk naar zichtjaar 2123

3.1 Gemeentesluis

De verwachte waterstanden en golfhoogtes voor het zichtjaar 2123 zorgen voor een grotere vervalbelasting op het kunstwerk.

Wat betreft het faalmechanisme STCG (stabiliteit constructie en grondlichaam) is er echter geen aanleiding om de conclusie van de eenvoudige toets uit voorgaande beoordelingen niet te handhaven [A] [B];

- De constructie is gefundeerd op een onderwaterbetonvloer van 4,35 m dik en 19 m lang, waardoor deze niet zal afschuiven
- De lengte van de constructie is groot ten opzichte van de resultante van de vervalbelasting, kantelen is daarom ook uitgesloten
- De zeer grote massa van de constructie zorgt ervoor dat de opwaartse waterdruk teniet wordt gedaan, opdrijven zal niet optreden.
- Voor zowel het middenhoofd als het binnenhoofd geldt dat het peil in de kolken gereguleerd is, de buitenwaterstand heeft daar geen invloed op. Er wordt gebruik gemaakt van het principe bewezen sterkte.

De buitenwaterstand (inclusief golven) wordt maximaal ($T = 10.000$ jaar): $\text{NAP} + 6,853 \text{ m} + 2,2 \times 1,53 \text{ m} = \text{NAP} + 10,22 \text{ m}$. Het peil in de eerste kolk wordt bij hoogwater opgezet tot $\text{NAP} + 4,00 \text{ m}$. Het verval over het buitenhoofd is dan 6,22 m. Ondanks dat het verval over het buitenhoofd groter wordt, is dit met nog steeds ruim lager dan de maximaal toegestane vervalbelasting van circa 13,5 mwk waarop de inlaatschuiven zijn ontworpen. Zelfs als het peil in de eerste kolk niet wordt opgezet is de sterkte van de inlaatschuiven voldoende (echter er is dan wel gevaar voor opbarsten). Het faalmechanisme STCO (sterkte keermiddelen) heeft daarmee een verwaarloosbare invloed op de faalkanseis.

3.2 Rijkshulpschutsluis

De hydraulische belasting op het kunstwerk is door een hogere maatgevende waterstand en hogere golven, groter dan nu.

Desondanks is te verwachten dat de stabiliteit van de constructie niet in het geding is. De conclusies uit voorgaande rapporten, waarin middels een eenvoudige toets de beoordeling voldoende is gegeven, gelden onverminderd [A] [B];

- Het sluishoofd verkeert in goede staat
- Het sluishoofd steunt tegen de massieve keerwanden van de sluisolk
- Het sluishoofd is relatief smal en heel breed
- Het merendeel van de belasting bij hoogwater wordt door de voorliggende keermuur naar de ondergrond afgedragen.

Het faalmechanisme STCO is niet van toepassing voor dit kunstwerk, omdat de keermiddelen zijn verwijderd en de sluis is dichtgezet.

4 Conclusie

Zowel voor de Gemeentesluis als de Rijkshulpschutsluis geldt dat voor het toetsspoor STKW geen maatregelen getroffen hoeven te worden om ook voor het zichtjaar 2123 het oordeel voldoende te behalen. Er is derhalve geen veiligheidsopgave.

5 Referenties

- [A] Veiligheidsoordeel normtraject 15-1, eindrapport, PR3604.20, november 2018, HKV & R. Delhez
- [B] Detailtoetsing A-keringen van de Nederrijn- en Lekdijk, eindrapportage t.b.v. Dijkversterking Centraal Holland, C03011-000406, 23 december 2015, Arcadis

Bijlage G: STBI – Dagelijkse waterstand

1 Inleiding

Als onderdeel van de huidige Verkenningfase is de binnenwaartse stabiliteit van de dijk voor het dijkversterkingstraject Jaarsveld – Vreeswijk onderzocht om de veiligheidsopgave te bepalen.

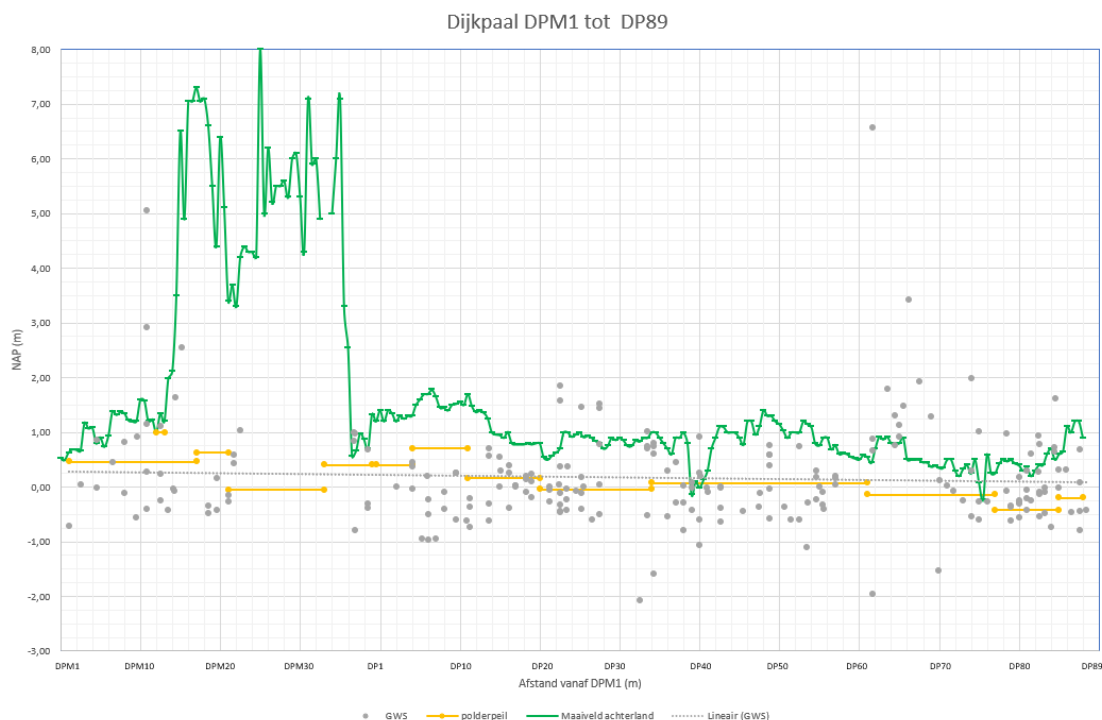
Op basis van de gemeten grondwaterstand bij het uitvoeren van de boringen en sonderingen in het traject Jaarsveld - Vreeswijk is de gemiddelde grondwaterstand (GWS) onder normale omstandigheden bepaald.

In deze Memo is de methode voor de bepaling van de dagelijkse grondwaterstand uiteengezet en zijn de resultaten van de gemeten grondwaterstanden in de boringen en sonderingen grafisch weergegeven. De dagelijkse grondwaterstanden bepaald in deze memo zijn meegenomen in de stabiliteitsanalyses.

2 Methode

Tijdens het grondonderzoek dat uitgevoerd is in opdracht van HDSR in 2019 / 2020 zijn sonderingen en boringen uitgevoerd. Hiervan is bij een totaal van 63 boringen en 162 sonderingen een betrouwbare GWS gemeten.

De boringen zijn in de jaren 2019 en 2020 in de winter en najaar uitgevoerd. Door deze nauwe periode is het niet mogelijk om te oordelen over de fluctuaties van de grondwaterstanden door de seizoenen heen. Door seizoenschommelingen worden de grondwaterstanden verwacht in het najaar en de winter hoger te liggen dan de drogere zomermaanden, maar kunnen lager liggen dan in het voorjaar.



Figuur G-0-1: Grondwaterstand ten opzichte van het maaiveld en polderpeil voor dijken M1 tot 89

In bovenstaande figuur (Figuur G-0-1) is de grondwaterstand uit de boringen en sonderingen weergegeven langs de route. De afstand is gemeten vanaf DPM1, langs de lengte van 13 km tot DP89. In deze figuur is eveneens een indicatieve maaiveldhoogte van het achterland weergegeven en de polderpeilen.

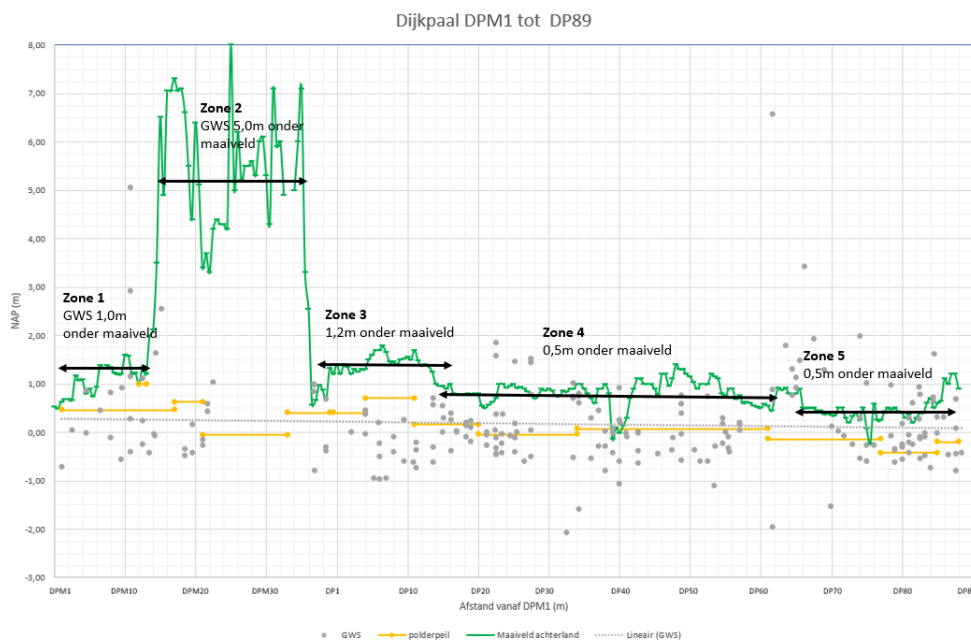
Om een indicatie van de gemiddelde gemeten grondwaterstand te krijgen is er een trendlijn getrokken door de metingen. Door de veelal hogere waarden gemeten aan de kruin, zijn deze metingen van de grondwaterstand in de boringen en sonderingen niet meegenomen in de dagelijkse grondwaterstand. Deze trendlijn is gecombineerd met de polderpeilen en de indicatieve maaiveldhoogtes om tot een dagelijkse grondwaterstand onder het maaiveld te bepalen.

De figuren laten zien dat het maaiveldniveau varieert langs het traject. Daarnaast is de spreiding van de grondwaterstanden over de diepte groot. De gemeten grondwaterstand is een momentopname en is onder andere afhankelijk van lokale omstandigheden en het jaargetijde.

3 Dagelijkse grondwaterstand

Er zijn onvoldoende gegevens verzameld om met deze variatie een grondwaterstand per vak te bepalen aan de hand van afzonderlijke gegevens. Daarom is een globale dagelijkse grondwaterstand bepaald van alle grondwaterdata samen en zijn een aantal zones bepaald waarover de dagelijkse grondwaterstand soortgelijk is. Onderstaande figuur (Figuur G-0-2) laat de dagelijkse grondwaterstand onder het maaiveld zien per zone.

De keuze om de grondwaterstand relatief hoog te leggen is conservatief omdat de effectieve korrelspanning lager is wanneer de grondwaterstand hoger is.



Figuur G-0-2: Dagelijkse grondwaterstand ten opzichte van het maaiveld per zone

Bijlage H: Scheepsgolven in voorhavens

De scheepsgolfhoogtes bij de normwaterstand ($T=10.000$ jaar, zichtjaar 2073) in de voorhavens van de Beatrixsluizen en de Koninginnensluis zijn gegeven in Tabel 0-1 en Tabel 0-2. Deze berekeningen zijn gebaseerd op de Rock Manual [32], formules 4.167 t/m 4.183. Hierbij is uitgegaan van een CEMT klasse Vb schip (grootste scheepstype dat toegestaan is in de derde kolk van de Beatrixsluizen) waarvan de vaarsnelheid in de voorhaven niet hoger ligt dan 3 m/s.

1 Voorhaven Beatrixsluizen

Tabel 0-1: Berekening scheepsgolven in de voorhaven van de Beatrixsluizen.

			Excentrisch	Excentrisch ongeladen	Inhalend schip	Inhalend schip excentrisch
Lengte schip/koppel	L s	[m]	185,0	185,0	185,0	185,0
Breedte schip	B s	[m]	11,40	11,40	22,80	22,80
Diepgang schip	T s	[m]	4,50	2,00	3,25	3,25
Coëfficiënt midscheepse doorsnede schip	C m	[-]	0,90	0,90	0,90	0,90
Excentriciteit schip ten opzichte van kanaalas	y	[m]	89,28	89,28	77,88	77,88
Midscheepse doorsnede schip onder waterspiegel	A_m	[m ²]	46,2	20,5	66,7	66,7
Waterstand kanaal	z_w	[m+NAP]	6,80	6,80	6,80	6,80
Bodemhoogte	z_b	[m+NAP]	-6,45	-6,45	-6,45	-6,45
Taludhoek	alpha	[rad]	0,262	0,262	0,262	0,262
Breedte kanaal op waterlijn	b_w	[m]	300	300	300	300
Breedte kanaal op bodem	b_b	[m]	201,36	201,36	201,36	201,36
Waterdiepte	h	[m]	13,25	13,25	13,25	13,25
Natte kanaaldoorsnede in onverstoorde situatie	A_c	[m ²]	3321,5	3321,5	3321,5	3321,5
Versnelling zwaartekracht	g	[m/s ²]	9,81	9,81	9,81	9,81
Imaginaire waterdiepte	h'	[m]	11,07	11,07	11,07	11,07
Limietsnelheid op basis van natte kanaaldoorsnede	v_L,1	[m/s]	8,930	9,425	8,630	8,630
Limietsnelheid op basis van lengte schip	v_L,2	[m/s]	17,00	17,00	17,00	17,00
Limietsnelheid op basis van waterdiepte	v_L,3	[m/s]	11,40	11,40	11,40	11,40
Limietsnelheid	v_L	[m/s]	8,93	9,43	8,63	8,63
Verhouding vaarsnelheid schip tot limietsnelheid	f_v	[-]	0,75	0,9	0,75	0,75
Vaarsnelheid schip	v_s	[m/s]	3,00	3,00	3,00	3,00
Coëfficiënt relatieve vaarsnelheid schip	alpha_s	[-]	1,27	1,27	1,26	1,26
Natte kanaaldoorsnede in verstoorde situatie	A* c	[m ²]	3228,6	3256,3	3206,3	3206,3
Gemiddelde waterspiegeldaling	deltah	[m]	0,156	0,149	0,162	0,162
Gemiddelde retourstroomsnelheid	U_r	[m/s]	0,09	0,06	0,11	0,11
Extreme waterspiegeldaling	delta h^	[m]	0,38	0,36	0,36	0,36
Extreme retourstroomsnelheid	U^_r	[m/s]	0,18	0,12	0,21	0,21
Coëfficiënt maximale retourstroomsnelheid	alpha_r	[-]	1,8	1,8	1,8	1,8
Maximale retourstroomsnelheid onder kiel schip	U_r,max	[m/s]	0,32	0,22	0,37	0,37
Hoogte hekgolf/haalgolf	z_max	[m]	0,57	0,54	0,54	0,54

2 Voorhaven Koninginnensluis

Tabel 0-2: Berekening scheepsgolven in de voorhaven van de Koninginnensluis.

			Excentrisch	Excentrisch ongeladen	Inhalend schip	Inhalend schip excentrisch
Lengte schip/koppel	L_s	[m]	135,0	135,0	135,0	135,0
Breedte schip	B_s	[m]	11,40	11,40	22,80	22,80
Diepgang schip	T_s	[m]	3,50	1,80	2,65	2,65
Coëfficiënt midscheepse doorsnede schip	C_m	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00
Excentriciteit schip ten opzichte van kanaalas	y	[m]	0,18	0,18	-11,22	-11,22
Midscheepse doorsnede schip onder waterspiegel	A_m	[m ²]	39,9	20,5	60,4	60,4
Waterstand kanaal	z_w	[m+NAP]	6,68	6,68	6,68	6,68
Bodemhoogte	z_b	[m+NAP]	-2,26	-2,26	-2,26	-2,26
Taludhoek	alpha	[rad]	0,244	0,244	0,244	0,244
Breedte kanaal op waterlijn	b_w	[m]	95	95	95	95
Breedte kanaal op bodem	b_b	[m]	23,16	23,16	23,16	23,16
Waterdiepte	h	[m]	8,94	8,94	8,94	8,94
Natte kanaaldoorsnede in onverstoorde situatie	A_c	[m ²]	528,2	528,2	528,2	528,2
Versnelling zwaartekracht	g	[m/s ²]	9,81	9,81	9,81	9,81
Imaginaire waterdiepte	h'	[m]	5,56	5,56	5,56	5,56
Limietsnelheid op basis van natte kanaaldoorsnede	v_L,1	[m/s]	4,955	5,628	4,413	4,413
Limietsnelheid op basis van lengte schip	v_L,2	[m/s]	14,52	14,52	14,52	14,52
Limietsnelheid op basis van waterdiepte	v_L,3	[m/s]	9,36	9,36	9,36	9,36
Limietsnelheid	v_L	[m/s]	4,96	5,63	4,41	4,41
Verhouding vaarsnelheid schip tot limietsnelheid	f_v	[-]	0,75	0,9	0,75	0,75
Vaarsnelheid schip	v_s	[m/s]	3,00	3,00	3,00	3,00
Coëfficiënt relatieve vaarsnelheid schip	alpha_s	[-]	1,16	1,19	1,13	1,13
Natte kanaaldoorsnede in verstoorde situatie	A*_c	[m ²]	467,8	491,6	441,2	441,2
Gemiddelde waterspiegeldaling	deltah	[m]	0,218	0,170	0,283	0,283
Gemiddelde retourstroomsnelheid	U_r	[m/s]	0,39	0,22	0,59	0,59
Extreme waterspiegeldaling	delta_h^	[m]	0,22	0,17	0,18	0,18
Extreme retourstroomsnelheid	U^_r	[m/s]	0,39	0,22	0,48	0,48
Coëfficiënt maximale retourstroomsnelheid	alpha_r	[-]	1,8	1,8	1,8	1,8
Maximale retourstroomsnelheid onder kiel schip	U_r,max	[m/s]	0,70	0,40	0,86	0,86
Hoogte hekgolf/haalgolf	z_max	[m]	0,33	0,26	0,26	0,26