

Technisch rapport zeef 2 (incl. optimalisatie geotechnische berekeningen)

Verkenningfase Salmsteke – Sterke Lekdijk

Opdrachtgever: Hoogheemraadschap De Stichtse
Rijnlanden

Colofon

Rapporthistorie

0a	14-01-2019	Alleen optimalisaties
0	11-02-2019	Aangevuld met analyses ten behoeve van VKA

Autorisatie

Documentnummer	Versie	Status
WAB03344-R-034	0	Concept

Opgesteld door	Functie	Datum	Paraaf
A. Broere	Adviseur	11 februari 2019	
T. van Cuyck	Adviseur	11 februari 2019	
Geverifieerd door	Functie	Datum	Paraaf
B. de Groot	Technisch manager	11 februari 2019	
Akkoord projectleider	Functie	Datum	Paraaf
B. de Groot	Technisch manager	11 februari 2019	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	5
1.1	Aanleiding en doel	5
1.2	Leeswijzer	5
2	Herijking uitgangspunten	6
2.1	Stijghoogtelijn macrostabiliteit	6
2.2	Geotechnische parameters piping	7
2.2.1	Doorlatendheid (k-waarde)	7
2.2.2	Korrel diameter (d_{70})	7
2.3	Review door KPR	8
3	Resultaten ontwerpogave zeef 2	9
3.1	Macrostabiliteit binnenwaarts	9
3.2	Piping	10
3.2.1	Kwelweglengtetekort	10
3.2.2	Hoogte pipingberm	14
3.2.3	Analyse HPT-sonderingen en D-GeoFlow	14
3.2.4	Beslisboom piping	15
3.3	Conclusies en aanbevelingen ontwerpogave zeef 2	15
4	Analyses ten behoeve van VKA	16
4.1	Kwalitatieve analyse NWO's	16
4.1.1	Inventarisatie NWO's	16
4.1.2	Algemeen	18
4.1.3	VKA1 – Dijk als lijn	19
4.1.4	VKA2 – Brede dijkzone	19
4.1.5	VKA3 – Uiterwaard en dijk integraal	19
4.2	Maatregel rondom Veerhuis	20
4.3	Maatregel rondom effluentleiding	22
4.4	Toepasbaarheid VZG / pipingscherm / drainage / alternatieve innovatieve maatregel	22
4.4.1	Algemeen	22
4.4.2	Verticaal Zanddicht Geotextiel (VZG)	23
4.4.3	Pipingscherm	24
4.4.4	Grof Zand Barrière (GZB)	24
4.5	Waterbezwaar drainage en overslagdebiet	25
4.6	Inschatting uitvoeringsrisico	25
4.6.1	Alle varianten	25
4.6.2	VKA1 - Dijk als lijn	26
4.6.3	VKA2 - Brede dijkzone	26
4.6.4	VKA3 – Uiterwaard en dijk integraal	27
4.6.5	Samenvatting	27

4.7	Analyse damwanden	28
4.7.1	Veerhuis	28
4.7.2	Dijkpaal 91-95 (binnenteen)	28
5	Referenties	29

Overzicht bijlage(n)

Bijlage 1

- Digitale bijlage met rekenbestanden voor macrostabiliteit en piping

1 Inleiding

1.1 Aanleiding en doel

Voor de verkenning Salmsteke is een aanscherping van de ontwerpogave uitgevoerd die is onderbouwd met geotechnische berekeningen en analyses [3]. De opgave levert een fors ruimtebeslag op en uit gevoeligheidsanalyses blijkt dat er een vrij brede bandbreedte is in de uitkomsten. Voorafgaand aan het opstellen van de kansrijke oplossingsrichtingen zijn deze bandbreedtes verkleind en is een optimalisatie gemaakt in de ontwerpogave in Technisch Rapport zeef 1 [4].

Aanvullende kennis met betrekking tot STBI en piping heeft ertoe geleid dat de ontwerpogave verder geoptimaliseerd kan worden. Hiervoor is het Technisch Rapport zeef 2 opgesteld. Het doel van dit document is het geven van technische achtergrond en onderbouwing bij de keuzes die worden gemaakt in zeef 2.

1.2 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 is de herijking van de technische ontwerpuitgangspunten opgenomen. Hoofdstuk 3 bevat de resultaten van de aangescherpte ontwerpogave voor macrostabiliteit binnenwaarts en piping in zeef 2. Hoofdstuk 4 bevat de technische analyses ten behoeve van de beoordeling van de alternatieven in zeef 2.

Dit document dient in samenhang gelezen te worden met de volgende producten uit de voorgaande fases:

Fase 1: Vaststellen uitgangssituatie:

- Nota Ontwerpuitgangspunten, WAB003344-R-002-v3, 4 juni 2018
- Nota Aanscherping Ontwerpogave, WAB003344-R-005 v2a, 1 juni 2018

Fase 2: Samenstellen van kansrijke oplossingen (Zeef 1):

- Nota Kansrijke Oplossingen, WAB003344-R-026-v3, november 2018
- Technisch Rapport Zeef 1, WAB003344-R-032-v2, 23 oktober 2018

2 Herijking uitgangspunten

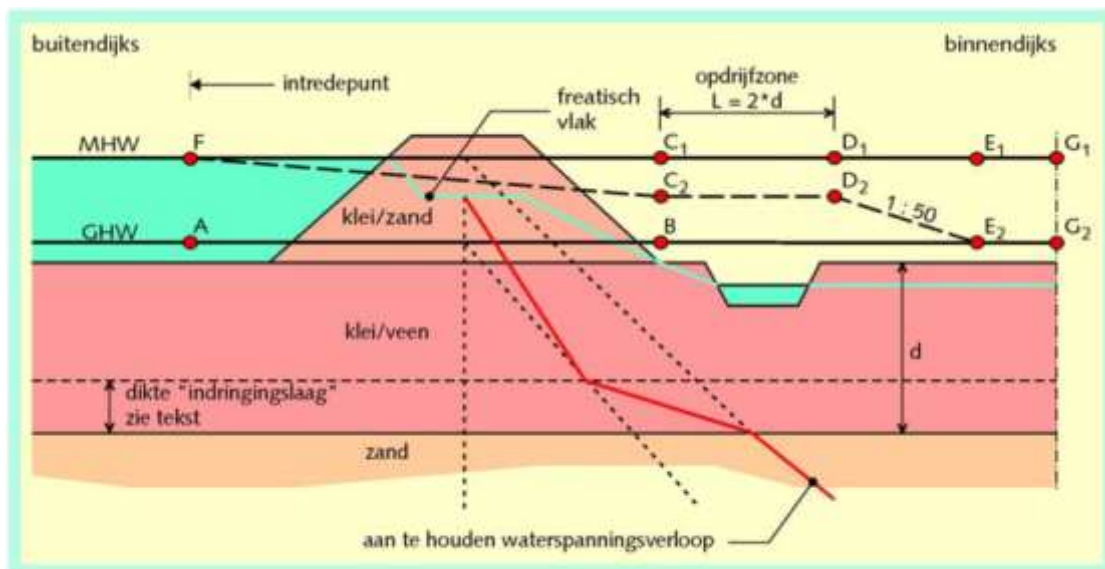
In dit hoofdstuk zijn de uitgangspunten opgenomen die bij de nadere uitwerking van de ontwerp-opgave in zeef 2 zijn gewijzigd. Dit betreft een herijking van de uitgangspunten zoals opgenomen in de Nota Ontwerputgangspunten [2].

2.1 Stijghoogtelijn macrostabiliteit

In het Technisch Rapport Zeef 1 [4] is aangegeven dat in de review van KPR van deze fase is geconstateerd dat er in optimalisatiestap 6 (verloop stijghoogtelijn macrostabiliteit) nog verdere optimalisatie mogelijk is en dat de voor macrostabiliteit binnenwaarts opgestelde schematisaties van de stijghoogtelijn in het watervoerend pakket conservatief zijn. In de schematisaties uit fase zeef 1 was sprake van een sprong in de stijghoogtelijn ter plaatse van de opdrijfzone. Deze sprong vertegenwoordigt een weerstand die optreedt bij radiaal uitstromen. Bij een relatief dik slappe lagen pakket is er geen sprake van vrij uitstromen van water, ondanks dat er sprake is van opdrijven. Daarnaast is de ervaring dat bij EEM grondwaterstromingsmodellen ook geen sprong in de stijghoogtelijn wordt waargenomen aan het einde van een dijk of berm.

Deze nadere optimalisatie heeft in fase zeef 2 plaatsgevonden. Hierover heeft afstemming met KPR (Jan Blinde) plaatsgevonden, zowel telefonisch als via mail (de e-mail van Jan Blinde is opgenomen in de digitale Bijlage 1).

Op basis hiervan is als uitgangspunt gekozen om, conform het KPR-advies uit de vorige fase, de stijghoogtelijn lineair te laten verlopen van het intredepunt naar het uittredepunt en daarmee de sprong in de stijghoogtelijn uit de vorige fase te laten vervallen. Hiermee vereenvoudigt de schematisatie van de stijghoogtelijn naar figuur b1.5 van Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [8].



Figuur b1.5 Waterspanningen in watervoerend pakket voor geval 1A en 2A

Deze optimalisatie is doorgevoerd in de stabiliteitsberekeningen in zeef 2. Het resultaat hiervan is gegeven in paragraaf 3.1.

2.2 Geotechnische parameters piping

Conform de Nota Ontwerputgangspunten [2] is voor de geotechnische parameters voor piping tot nu toe uitgegaan van gemiddelde waarden. Conform OI2014v4 [5] dient er echter uitgegaan te worden van een combinatie van een hoog karakteristieke doorlatendheid met een laag karakteristieke korreldiameter. In overleg met HDSR (overleg d.d. 19 december 2018) is besloten om voor traject Salmsteke OI2014v4 [5] te volgen en uit te gaan van karakteristieke waarden in plaats van gemiddelde waarden. Dit is een uitgangspunt dat Lekdijk-breed is afgesproken om voor alle deeltrajecten binnen het Lekdijk-project te hanteren.

Dit gewijzigde uitgangspunt leidt tot een grotere pipingopgave. Het resultaat van de aangepaste berekeningen is gegeven in paragraaf 3.2. De vertaling van gemiddelde naar karakteristieke waarden is gegeven in onderstaande paragrafen.

2.2.1 Doorlatendheid (k-waarde)

Om de doorlatendheid van de zandpakketten nauwkeuriger te bepalen, zijn HPT-sonderingen uitgevoerd. Op basis van deze HPT-sonderingen is voor het pleistocene zand aangetoond dat de gemiddelde waarde orde grootte 25 m/d is. In overleg met HDSR is daarom besloten om de eerder gehanteerde doorlatendheid van 45 m/d als hoog karakteristieke waarde te hanteren.

Voor de zandtussenlaag is de defaultwaarde conform WTI-SOS vertaald naar een karakteristieke waarde met de default variatiecoëfficiënt van 0,5 conform de schematiseringshandleiding piping [7]. Het resultaat hiervan is gegeven in Tabel 1.

Tabel 1: Gemiddelde en karakteristieke waarden doorlatendheid

Grondlaag	Gemiddelde doorlatendheid [m/dag]	Variatiecoëfficiënt [-]	Karakteristieke doorlatendheid [m/dag]
Zand tussenlaag	12	0,5	23
Zand pleistoceen	Ca. 25 (o.b.v. HPT)	0,5	45

2.2.2 Korreldiameter (d_{70})

Voor de korreldiameter d_{70} zijn de defaultwaarden conform WTI-SOS gehanteerd in combinatie met de default variatiecoëfficiënt van 0,12 conform de schematiseringshandleiding piping [7]. Het resultaat hiervan is gegeven in Tabel 2.

Tabel 2: Gemiddelde en karakteristieke waarden korreldiameter (d_{70})

Grondlaag	Gemiddelde d_{70} [mm]	Variatiecoëfficiënt [-]	Karakteristieke d_{70} [mm]
Zand tussenlaag	0,200	0,12	0,163
Zand pleistoceen	0,350	0,12	0,285

2.3 Review door KPR

Bovenstaande gewijzigde uitgangspunten en de impact hierop op de ontwerpogave zoals beschreven in hoofdstuk 3 is door KPR gereviewd op 24 januari 2019 [12]. Naar aanleiding van deze review is er nog nader overleg met KPR geweest, waarna deze rapportage definitief is gemaakt.

De belangrijkste opmerkingen van KPR zijn (schuingedrukt is in het kort ons antwoord gegeven):

Macrostabiliteit:

De opgave voor macrostabiliteit binnenwaarts tussen dp91 en dp95 is nu erg klein. De vraag is of hiervoor verder optimalisatie mogelijk is, zodat de opgave vervalst, door:

- Verder optimalisatie van de schematiseringsfactor
Zonder aanvullend onderzoek zien wij in deze fase geen aanleiding om de schematiseringsfactor voor dit vak (nu 1,15) verder te optimaliseren.
- Nadere beschouwing van het intredepunt van de glijcirkel in verband met eventuele reststerkte.
Intredepunt ligt al bij de buitenkruinlijn, dus bij een afschuiving is er geen reststerkte. Dit levert niets op.

Piping:

- Een schematisatie van een lage D70 en een hoge doorlatendheid niet erg realistisch omdat bij een korrelverdeling met kleinere korrels, de doorlatendheid ook lager zal zijn
Deze keuze voor combinatie hoog karakteristieke doorlatendheid met laag karakteristieke korreldiameter is conform OI2014v4 en dit is een uitgangspunt dat in het strategisch team is vastgelegd.
- Piping in de diepe zandlaag is niet waarschijnlijk als er een tussenzandlaag aanwezig is.
Omdat we de tussenzandlagen niet exact begrensd hebben met onderzoek hebben we onvoldoende zekerheid om dit toe te passen.
- Opbarsten van dikke deklagen is onwaarschijnlijk.
Opbarsten is in een eerdere fase al rekenkundig aangetoond (inclusief dempingsfactor op basis van TRWD). Het opbarsten van dikke deklagen lijkt inderdaad onwaarschijnlijk maar momenteel is er, op basis van de rekenregels, geen aanleiding om opbarsten in deze fase te optimaliseren.

De volledige opmerkingen en antwoorden zijn opgenomen in de commentaartabel bij dit rapport [13]. Voor de sectie tussen dp91 tot dp95 kan worden geconcludeerd dat door optimalisatie ten aanzien van stabiliteit en piping de opgave mogelijk kan verdwijnen. Dit wordt nader onderzocht en uitgewerkt in de planuitwerkingsfase.

3 Resultaten ontwerpoppave zeef 2

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de geotechnische berekeningen in fase zeef 2 gepresenteerd en de impact hiervan op de omvang van de ontwerpoppave voor macrostabiliteit binnenwaarts en piping. Dit betreffen wijzigingen ten opzichte van de geotechnische berekeningen zoals gerapporteerd in het Technisch Rapport Zeef 1 [4]

3.1 Macrostabiliteit binnenwaarts

De ontwerpoppave voor macrostabiliteit binnenwaarts is geoptimaliseerd door het verloop van de stijghoogtelijn in het watervoerend pakket aan te passen, zoals beschreven in paragraaf 2.1.

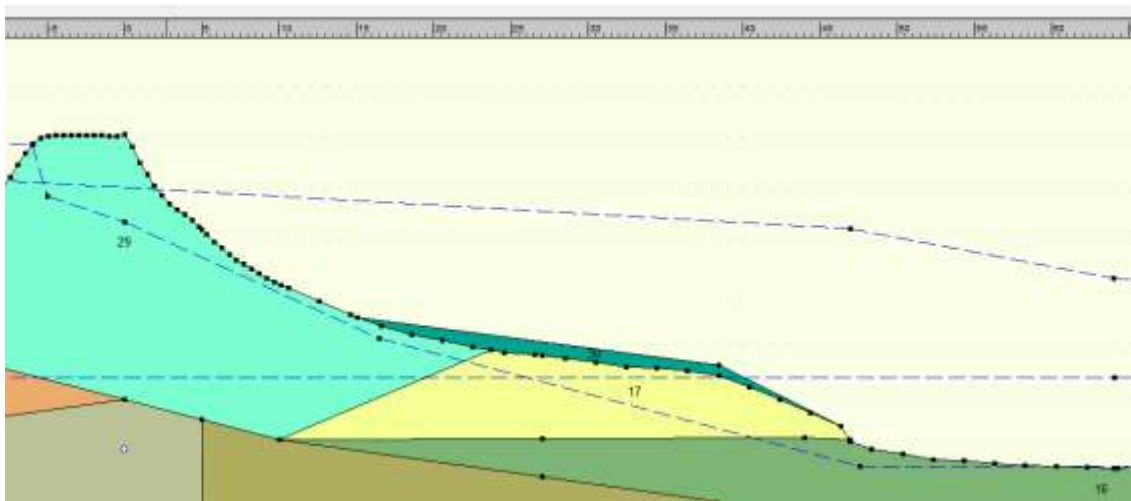
Het resultaat van deze optimalisatie is gegeven in Tabel 3. Er zijn in deze fase voor 5 doorsnedes stabiliteitsberekeningen gemaakt. Hiermee is aangetoond dat er vanaf dijkpaal 95 naar het westen geen opgave voor macrostabiliteit binnenwaarts is, maar dat er nog wel een opgave is ten oosten van dijkpaal 95. Voor het deel tussen dijkpaal 91 en dijkpaal 95 is er in de bestaande situatie al sprake van een lage berm, waardoor de opgave hier zeer beperkt is. Het meest oostelijke deel van het traject Salmsteke heeft in de bestaande situatie een steil binnentalud (ca. 1:2) zonder lage berm en heeft hierdoor een grote opgave voor macrostabiliteit binnenwaarts. Vanwege de grote opgave en de beperkte ruimte voor het aanbrengen van een stabiliteitsberm is de zone Oostgrens – dijkpaal 91 in de NKO [1] al aangewezen als maatwerklocatie, waarvoor een constructieve oplossing wordt voorzien.

Ten opzichte van de fase zeef 1 is met de optimalisatie van de stabiliteitsberekeningen aangetoond dat er geen ontwerpoppave is in de zones dp95-dp97 en dp107,5-westgrens. Er resteert een ontwerpoppave over een lengte van ca. 600 m. Voor een lengte ca. 300 m is de ontwerpoppave komen te vervallen.

Tabel 3: Geoptimaliseerde ontwerpoppave macrostabiliteit

Zone	Dijkpaal berekend	Huidig Spencer	Benodigd Spencer	Huidig LiftVan	Benodigd LiftVan	Opgave?	Oplossing
Oostgrens - dijkpaal 91	90	0,92	1,43	-	-	ja	constructief
Dijkpaal 91 - dijkpaal 95	92	1,40	1,43	1,42	1,41	ja	verhoging bestaande berm met 20-30 cm
Dijkpaal 95 - dijkpaal 97	96	1,84	1,34	2,00	1,33	nee	-
Dijkpaal 97 - dijkpaal 107,5	98	1,81	1,34	2,09	1,33	nee	-
Dijkpaal 107,5 - westgrens	108	1,43	1,35	1,44	1,34	nee	-

De ophoging van de bestaande berm met ca. 20-30 cm is weergegeven in Figuur 1. Deze kan binnen het huidige ruimtebeslag van de waterkering worden ingepast.



Figuur 1: Visualisatie ontwerp ophoging bestaande berm in zone dp91-95

3.2 Piping

3.2.1 Kwelweglengtetekort

Op basis van de aangepaste geotechnische pipingparameters (karakteristieke waarden in plaats van gemiddelde waarden voor doorlatendheid en d_{70}) is het kwelweglengtetekort per dijkpaal opnieuw uitgerekend.

Hierbij is tevens de schematiseringsfactor verder geoptimaliseerd, doordat de scenario's voor een kleinere d_{70} en een grotere doorlatendheid komen te vervallen (er wordt volgens de systematiek van de schematiseringsfactor geen scenario meegenomen voor een sterkteparameter waarvoor met een karakteristieke waarde wordt gerekend). De aanpak voor het afleiden van de schematiseringsfactor is verder gelijk aan de methode zoals beschreven in het Technisch Rapport Zeef 1 [4].

De geoptimaliseerde schematiseringsfactoren zijn gegeven in Tabel 4.

Tabel 4: Geoptimaliseerde schematiseringsfactor piping per dijkpaal

Dijkpaal	Variant*	Geoptimaliseerde schematiseringsfactor
90	dpzl	1,02
91	dpzl	1,01
	dpzl + kopsloot	1,02
92	dpzl	1,02
	dpzl + kopsloot	1,02
93	dpzl	1,01
94	dpzl	1,02
95	dpzl	1,09
	dpzl + kopsloot	1,08
96	dpzl	1,01
97	dpzl	1,01
98	dpzl	1,02
99	dpzl	1,01
	dpzl + kopsloot	1,01
100	dpzl	1,05
101	dpzl	1,03
	dpzl + kopsloot	1,03
102	dpzl	1,01
103	dpzl	1,01
	dpzl + kopsloot	1,01
104	dpzl	1,02
	dpzl + kopsloot	1,02
105	dpzl	1,02
	dpzl + kopsloot	1,02
106	dpzl	1,02
	dpzl + kopsloot	1,02
107	dpzl	1,02
	dpzl + kopsloot	1,02
108	dpzl	1,13
	tszl	1,04

*dpzl = diepe zandlaag, tszl = tussenzandlaag

De resultaten van de aangepaste Sellmeijer berekeningen, inclusief geoptimaliseerde schematiseringsfactor, zijn opgenomen in Tabel 5. Hierbij is tevens per dijkpaal aangegeven in welk zandpakket de kwelweg zich ontwikkeld, wat de deklaagdikte is en zijn overige opmerkingen opgenomen waarmee het verschil in benodigde kwelweglengte per dijkpaal verklaard kan worden. De gearceerde rijen betreffen de dijkpalen ter plaatse van de Holocene zandrug.

Tabel 5: Geoptimaliseerde ontwerpogave piping per dijkpaal

Dijkpaal	Variant*	Benodigde kwelweglengte [m]	Aanwezige kwelweglengte [m]	Tekort [m]	Pleistoceen/ Holocene	Opmerking
90	dpzl	76,0	55,8	20,2	Pleistoceen	Deklaag 10 m
91	dpzl	122,4	94,1	28,3	Pleistoceen	Deklaag 8 m
	dpzl + kopsloot	130,4	106,7	23,7	Pleistoceen	Deklaag 7,5 m
92	dpzl	117,3	101,1	16,2	Pleistoceen	Deklaag 8,5 m
	dpzl + kopsloot	123,8	114,1	9,7	Pleistoceen	Deklaag 8 m
93	dpzl	136,3	95,4	40,9	Pleistoceen	Deklaag 7 m
94	dpzl	122,7	108,8	13,9	Pleistoceen	Deklaag 8 m
95	dpzl	65,4	103,6	-38,2	Pleistoceen	Deklaag 9 m, hoger achterland dan DP94
	dpzl + kopsloot	71,4	114,2	-42,8	Pleistoceen	Idem, meer lengte tot sloot aanwezig
96	dpzl	200,7	89,1	111,6	Holocene	Deklaag 0,6 m, overgang naar Holocene
97	dpzl	203,2	92,3	110,9	Holocene	Deklaag 0,3 m
98	dpzl	129,9	98,3	31,6	Holocene	Deklaag 2,2 m + hoger achterland,
99	dpzl	142,6	84,8	57,8	Holocene	Hoger achterland, deklaag wel dunner dan DP98 (0,7 m)
	dpzl + kopsloot	151,0	111,4	39,6	Holocene	Hoger achterland, deklaag wel

						dunner dan DP98 (0,7 m)
100	dpzl	82,7	89,5	-6,8	Holoceen	Deklaag 5 m,
101	dpzl	92,3	78,4	13,9	Holoceen	Deklaag 5 m, Achterland iets lager dan DP100,
	dpzl + kopsloot	100,7	104,7	-4,0	Holoceen	Idem, meer lengte tot sloot aanwezig
102	dpzl	127,0	79,5	47,5	Holoceen	Deklaag dunner dan DP101 (3 m), lager achterland. Meer lengte nodig, minder aanwezig.
103	dpzl	142,0	82,1	59,9	Holoceen	Deklaag 1,5 m
	dpzl + kopsloot	149,9	89,9	60,0	Holoceen	Deklaag 1,0 m
104	dpzl	121,6	81	40,6	Holoceen	Deklaag dikker dan DP103 (2,8 m)
	dpzl + kopsloot	129,6	119,6	10,0	Holoceen	Idem, meer lengte tot sloot aanwezig
105	dpzl	115,7	87,9	27,8	Holoceen	Dikkere deklaag dan DP104 (3 m)
	dpzl + kopsloot	123,7	107,1	16,6	Holoceen	Idem
106	dpzl	131,7	85,8	45,9	Holoceen	Lager achterland dan DP105
	dpzl + kopsloot	140,0	102	38,0	Holoceen	Idem, iets dunner deklaag, verder meer lengte aanwezig
107	dpzl	125,1	82,5	42,6	Holoceen	Deklaag 4 m, iets lager achterland
	dpzl + kopsloot	132,9	105,8	27,1	Holoceen	Deklaag iets dunner, meer lengte aanwezig
108	dpzl	55,6	87,5	-31,9	Pleistoceen	Deklaag 12 m
	tszl	60,2	87,5	-27,3	Holoceen	Tussenzandlaag, deklaag 4,7 m

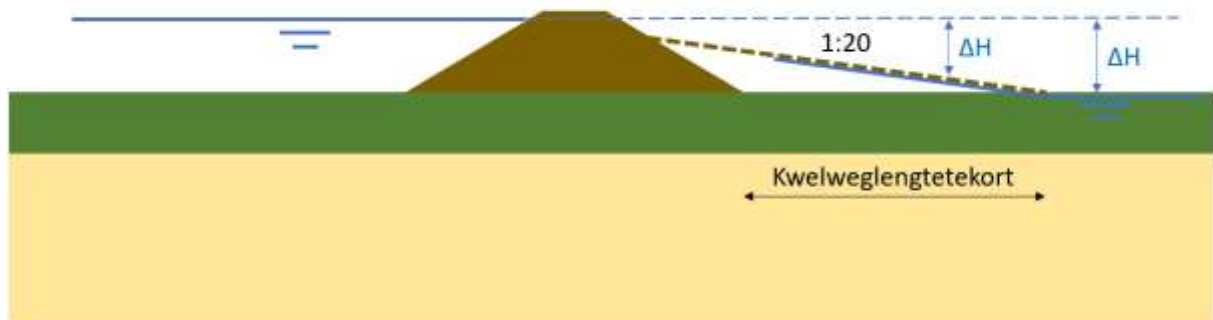
3.2.2 Hoogte pipingberm

In de aanbevelingen van het Technisch Rapport zeef 1 [4] was opgenomen dat de hoogte van de pipingberm nader geoptimaliseerd kan worden (n.a.v. een opmerking van Arnold van der Kraan van HDSR). De hoogte van de pipingberm was gebaseerd op het voorkomen van opbarsten onder de hele berm. Dit is echter een conservatieve aanname, omdat de waterkering pas faalt indien na opbarsten ook heave en terugschrijdende erosie optreedt.

Bij een lagere berm kan aan het einde van de berm de bodem weliswaar opbarsten, en kan heave optreden, maar door de aanwezige kwelweglengte ontstaat er geen doorgaande pipe. De aandrijvende kracht voor terugschrijdende erosie is het verval dat optreedt over de kwelweg. Dit verval is het verschil tussen de ontwerpwaterstand aan de rivierzijde en het binnendijks maaiveldniveau aan de landzijde. De freatische lijn wordt hierbij zodanig geschematiseerd dat wordt uitgegaan van een verzadigde berm (kruinhoogte is zodanig gekozen dat bij de ontwerpwaterstand een overslagdebiet van 5 l/s/m mag optreden). Dit betekent dat op de berm het verval kleiner is dan aan het einde van de berm.

Uit de Sellmeijer berekeningen volgt dat voor iedere meter minder verval de benodigde kwelweglengte ca. 30-40 m minder is (dit is vergelijkbaar met de oude creep-factor). Bij een berm met een talud 1:20 blijkt altijd het einde van de berm het maatgevende punt te zijn voor terugschrijdende erosie (de aanwezige kwelweglengte voor een willekeurig punt op de berm voldoet altijd). Het omslagpunt ligt ongeveer bij een talud van 1:30 of flauwer.

De geoptimaliseerde hoogte van de pipingberm is weergegeven in Figuur 2. Hierbij is uitgegaan van een talud 1:20, maar een iets flauwer talud (tot 1:30) is dus ook mogelijk.



Figuur 2: Ontwerp pipingberm 1:20

3.2.3 Analyse HPT-sonderingen en D-GeoFlow

Zoals aangegeven in paragraaf 2.2.1 zijn de HPT-sonderingen gebruikt voor het bepalen van de doorlatendheid van het pleistocene zandpakket (karakteristieke waarde van 45 m/d). Daarnaast is de ontwerpogave voor piping bevestigd middels het uitvoeren van D-GeoFlow berekeningen:

- Bij gelijke schematisatie als in de Sellmeijer formule wordt gehanteerd, treedt piping op met een vergelijkbaar kritiek verval (en leidt dus tot een vergelijkbare benodigde kwelweglengte)

Echter, zijn er nog veel vragen over de software, de wijze van schematiseren en de wijze van toetsen/ontwerpen op piping. Uit de memo [15] volgt dat er geen aanleiding is om de pipingopgave aan te scherpen vanwege de vragen met betrekking tot DGeoflow en de gevoeligheid van de schematisatie van de deklaag op het eindresultaat. Ook KPR heeft in hun review [12] een aantal vragen gesteld over de schematisatie in D-GeoFlow. In deze fase zien we, gezien de onzekerheden, echter geen aanleiding om de berekeningen aan te passen en de ontwerpopgave voor piping verder te optimaliseren.

Daarnaast zijn de D-GeoFlow berekeningen gebruikt om het effect van het graven van een geul in de uiterwaard te onderzoeken, zie de memo [15]. De conclusie is dat het niet waarschijnlijk is dat de het intredepunt dichterbij de dijk toe wordt gelegd door het graven van de getijden- en zwemgeul. Dit omdat:

- De huidige geoptimaliseerde intredelinie dichterbij de dijk ligt dan de te graven geul.
- De huidige bodemopbouw in het voorland uit zand bestaat (deels) ter hoogte van de te graven geul

3.2.4 Beslisboom piping

Er is nog geen bestuurlijke dekking bij HDSR voor het toepassen van de beslisboom piping. Dit moet vanuit Sterke Lekdijk nog integraal worden opgepakt. We leggen de beslisboom nu nog niet terzijde, maar op dit moment gaan we deze nog niet onverkort toepassen.

Mogelijk gaat dit later nog wel spelen. De opgave verandert er sowieso niet door, maar de maatregelen zouden op termijn wel aangepast kunnen worden.

Binnen dijktraject Salmsteke speelt de discussie omtrent de beslisboom piping voor het meest oostelijke deel van het traject, waar sprake is van een dikke deklaag (oost grens – dijkpaal 95) en een ontwerpopgave voor het mechanisme piping.

Voor het meest westelijke deel van het traject (dijkpaal 107,5 – west grens) is er ook sprake van een dikke deklaag, maar is er geen ontwerpopgave voor piping.

Voor het middelste deel van het traject (dijkpaal 95 – dijkpaal 107,5) is er sprake van een dunne deklaag, waardoor de beslisboom piping hier geen effect heeft.

3.3 Conclusies en aanbevelingen ontwerpopgave zeef 2

- Op basis van de optimalisaties in zeef 2 kan geconcludeerd worden dat er voor de zone dijkpaal 107,5 – westgrens geen ontwerpopgave overblijft voor macrostabiliteit binnenwaarts en piping. Hierdoor komt ook het knelpunt met de effluentleiding te vervallen. In deze zone is er alleen een opgave aan het buitentalud voor het vervangen van de bekleding en herprofilering van het buitentalud naar 1:3.
- Voor zone dijkpaal 95 – dijkpaal 97 is de ontwerpopgave voor macrostabiliteit binnenwaarts ook vervallen. Hier resteert wel een (grote) pipingopgave. De pipingopgave is hier het grootste van het hele traject (ca. 110 m kwelweglengtetekort op basis van de Sellmeijer berekeningen). Doordat de opgave voor macrostabiliteit binnenwaarts is komen te vervallen, kunnen ook constructieve oplossingen zonder bijdrage aan de macrostabiliteit van het dijklichaam worden toegepast (zoals een verticaal zanddicht geotextiel of grof zand barrière).

4 Analyses ten behoeve van VKA

4.1 Kwalitatieve analyse NWO's

In deze paragraaf worden de effecten van de drie verschillende voorkeursalternatieven op de Niet Waterkerende Objecten (NWO's) beschouwd. Voor het traject Salmsteke bestaan de NWO's uit bomen, bebouwing, polsstokbak en kabels en leidingen.

4.1.1 Inventarisatie NWO's

In Figuur 3 en Tabel 6 is een overzicht gegeven van de aanwezige bomen aan de binnenzijde van de waterkering. Verder zijn er nog enkele bomen te vinden bij het buitentalud en in de buitenteen.



Figuur 3: Bomen aan binnenzijde Salmsteke

Tabel 6: Overzicht bomen binnenzijde Salmsteke

Bomen	Dijkpaal
Langs oprit	92 / 94 / 95,5 / 97 / 100,5 / 103 / 105 / 108,5
Op binnenberm en binnenteen (bos)	92-94
Op binnenteen	96 / 98-99 / 107-108 (fruitbomen)
Okkernoot op binnenberm	90,5

In Figuur 4 en Tabel 7 zijn de kabels en leidingen van traject Salmsteke weergegeven.



Figuur 4: Kabels en leidingen Salmsteke

Tabel 7: Aanwezige kabels en leidingen Salmsteke

Type	Kruisend/parallel	Dijkpaal	Opmerkingen	Opgave piping?
Rioolpersleiding	Kruisend	90,5	Veerhuis	Ja
Gasleiding	Kruisend	90,5	Veerhuis	Ja
Laagspanning	Kruisend	97		Ja
Rioolpersleiding	Kruisend	98,5		Ja
Rioolpersleiding	Kruisend	108		Nee
Datakabel	Parallel	90-108	Binnenzijde dijk	Gedeeltelijk

De polsstokbak is gelegen bij dijkpaal 97, zie Figuur 5.



Figuur 5: Polstokbak Salmsteke

4.1.2 Algemeen

Bomen

De verwachting is dat bomen in de opritten geen gevaar vormen voor de waterkering. Door de positie in de opritten liggen deze boven het minimale dijkprofiel. Bij omwaaien blijft het vereiste dijkprofiel intact. Rondom bomen is de bekleding mogelijk kwetsbaarder voor erosie door golfoverslag vanwege een versnelling van de waterstroming langs de boomstam.

In het ontwerp van alle varianten worden de bomen die zich in het buitentalud en de buitenteen van de waterkering bevinden verwijderd om de nieuwe bekleding inclusief taludverflauwing te kunnen aanbrengen.

Kabels en leidingen

De datakabel die parallel aan de waterkering over de binnenberm ligt vormt geen conflict met de drie voorkeursalternatieven. In alle varianten wordt de bekleding van het buitentalud aangepast wat resulteert in een hogere bovenbelasting op de effluentleiding bij dijkpaal 108 en de persleidingen bij dijkpaal 90,5 en 98,5. Berekeningen van extra belasting aan de binnenzijde van de effluentleiding tonen aan dat er enige marge is de leiding aanwezig is. Op basis van expert judgement wordt aangenomen dat de hogere bovenbelasting op het buitentalud geen probleem vormt. Dit wordt in de planuitwerkingsfase rekenkundig onderbouwd. Bij initiële schade van de bekleding inclusief onderlaag ter plaatse van de effluentleiding, zal de stroming langs de leiding leiden tot een snellere erosie van de resterende bekleding. In het ontwerp van de bekleding dient hiermee rekening te worden gehouden.

Veerhuis en polsstokbak

Ter plaatse van het Veerhuis (dijkpaal 90,5) dient voor alle varianten een maatwerkoplossing te worden toegepast vanwege de beperkte beschikbare ruimte. De kruisende kabels en leidingen van het Veerhuis worden verder niet meer benoemd.

De buitentaludbekleding ter hoogte van de polsstokbak dient ook te worden aangepast. Dit heeft consequenties voor de ligging van de bak.

4.1.3 VKA1 – Dijk als lijn

In deze variant wordt de dijk met constructieve oplossingen versterkt. De oplossingen zijn gericht op stabiliteit binnenwaarts en piping en worden vooral in de binnenteen toegepast. Ter hoogte van dijkpaal 106 en 107 liggen in de binnenteen parallel aan de dijk een waterleiding en datakabel. Hiermee dient bij uitvoering voorzichtig te worden omgegaan, ze zullen opgespoord en blootgelegd moeten worden. De kruisende kabels en leidingen bij dijkpaal 97 en 98,5 vormen een conflict.

De bomen die zich onderaan de oprit bevinden moeten verwijderd worden om ruimte te maken voor de constructieve oplossing. Dit geldt voor alle opritten. Daarnaast zal ook voldoende werkruimte aanwezig moeten zijn. Alle bomen in de binnenteen en binnenberm (zie Tabel 6) dienen ook verwijderd te worden.

De bebouwing langs het traject bestaat uit enkele huizen waarbij rekening moet worden gehouden met trillingen waardoor schade kan ontstaan. Trillingen kunnen worden beperkt door de uitvoeringsmethode aan te passen. Damwanden kunnen ook in de bodem gedrukt worden, dit brengt wel hogere kosten met zich mee.

4.1.4 VKA2 – Brede dijkzone

In deze variant worden brede bermen voorzien aan de binnenzijde van de waterkering en een voorlandverbetering in de vorm van een klei-inkassing aan de buitenzijde.

De grondoplossingen aan de binnenzijde komen niet in conflict met de kabels en leidingen. De klei-inkassing ter hoogte van dijkpaal 97 en 98,5 geeft wel een conflict.

De steunberm aan de binnenzijde kan ter plaatse van de bebouwing wegens ruimtegebrek niet tot de vereiste lengte worden aangelegd. Op het gedeelte tussen dijkpaal 95-107,5 geldt alleen een pipingopgave. Om aan de pipingopgave te kunnen voldoen is ter plaatse van de bebouwing een maatwerkoplossing benodigd, zie damwandoplossing paragraaf 4.1.3.

Alle bomen op de berm en binnenteen zullen verwijderd moeten worden zodat de berm aangelegd kan worden. Ook de bomen en overige obstakels (polsstokbak en parkeerterrein) over de lengte van de voorlandverbetering zullen verwijderd moeten worden.

4.1.5 VKA3 – Uiterwaard en dijk integraal

In deze variant wordt ter plaatse van de uiterwaard (dijkpaal 98-108) een voorlandverbetering toegepast en wordt de binnenzijde niet aangepast. In het geval van dijkpaal 95-98 is de

beschikbare lengte voor klei-inkassing in de uiterwaard beperkt door de rivieroever waardoor alsnog constructieve oplossingen voor piping in de binnenteen nodig zijn. Tussen dijkpaal 90 en 95 worden constructieve maatregelen aan de binnenzijde van de waterkering voorzien.

Tussen dijkpaal 98 en 108 is er geen conflict met de bebouwing en kunnen de bomen aan de binnenzijde gehandhaafd blijven. Tussen dijkpaal 95 en 98 zal een constructieve oplossing worden toegepast waardoor de bomen van de oprit (ter hoogte van de binnenteen) verwijderd moeten worden. De bomen in de binnenteen en binnenberm van dijkpaal 90 tot 95 moeten ook verwijderd worden. Dit hangt af van de positie van de constructieve oplossing in het profiel.

- Het Veerhuis en de boom aan de binnenzijde van de waterkering ter plaatse van het Veerhuis wordt beschreven in paragraaf 4.2.
- De effluentleiding ter hoogte van dijkpaal 108 wordt uitgewerkt in paragraaf 4.3.

Tabel 8: Samenvatting conflict NWO's per voorkeursalternatief tussen dp 91-107,5

Alternatief	Bomen	K&L	Bebouwing	Overig
1	Onderaan oprit / binnenteen/ binnenberm	Kruisende leiding binnenzijde dp 97 en 98,5		Veerhuis
2	Binnenteen / binnenberm / uiterwaard inkassing	Kruisende leiding buitenzijde dp 97 en 98,5	Door bebouwing is berm niet mogelijk en is een maatwerkoplossing nodig.	Polstokbak, veerhuis
3	Alleen tussen dp 90-98: Onderaan oprit / binnenteen/ binnenberm	Kruisende leiding binnen + buitenzijde dp 97 en 98,5		Polstokbak, veerhuis

4.2 Maatregel rondom Veerhuis

Uit navraag bij HDSR blijkt dat tussen het Veerhuis bij dijkpaal 90,5 en de waterkering een betonnen L-wand is geplaatst om het hoogteverschil tussen dijk en huis te overbruggen. Deze L-wand is bekleed met een gemetselde muur. Het is niet bekend wat de dimensies, huidige sterkte en toestand van de wand is. Erosie of schade aan de kering kan ervoor zorgen dat de kerende hoogte van de wand toeneemt en de wand instabiel of ondermijnd wordt. Door het ontbreken van gegevens is niet bekend wat de huidige sterkte van de waterkering op deze locatie is. Dit is een risico voor versterkingsmaatregelen. Nader onderzoek is noodzakelijk om de invloed van de huidige situatie op het ontwerp te bepalen.

Rondom het Veerhuis is een afwijkende situatie op het buitentalud aanwezig door de aanwezigheid van een oprit en de oude veerstoept. De oprit van het Veerhuis naar de dijk zorgt voor een positieve bijdrage voor stabiliteit buitenwaarts. Uit de ontwerpogave conform de rapportage van zeef 1 [4] volgt een benodigde taludhelling van 1:3. Deze taludhelling valt binnen het profiel van de oprit waardoor ter plaatse van de oprit geen aanvullende maatregelen genomen hoeven te worden.

De verhoging ter plaatse van de oude veerstoep, gelegen naast het Veerhuis (buitenzijde van de waterkering) werkt gunstig voor de buitenwaartse stabiliteit. De benodigde buitentaludhelling van 1:3 is binnen het profiel aanwezig.

In de planuitwerking moet de buitenzijde van de waterkering rondom het veerhuis goed wordt ingepast in het ontwerp van de herprofilering. In het ontwerp wordt uitgegaan van een op zichzelf staande waterkering die bij falen van het Veerhuis nog steeds voldoet.

In het binnentalud van de waterkering bevindt zich een okkernoot waardoor het profiel van het dijklichaam niet kan worden verbreed of verflauwd zonder verwijderen van deze boom. Tevens staat de binnendijkse bebouwing hier dichtbij de dijk. Hierdoor zijn er geen grondoplossingen mogelijk waarbij het dijklichaam voldoet aan de stabiliteit binnenwaarts. Ook voor de bekleding heeft de boom een negatieve invloed omdat het water dat over de dijk heenslaat rondom de boomstam wordt versneld. Snelstromend water resulteert in meer erosie. Een mogelijk risico is dat bij omvallen de wortels van de boom een gat in de waterkering zullen slaan waardoor de sterkte wordt aangetast en de dijk kan falen.

In alle 3 de voorkeursvarianten is deze locatie daarom aangemerkt als maatwerklocatie met een constructieve oplossing, vanwege het ruimtegebrek aan de binnenzijde van de waterkering. De belangrijkste aandachtspunten ten aanzien van de uitvoering zijn:

- Er kan een lange verankerde damwand in het binnentalud aangebracht worden. Hierbij dient wel rekening te worden gehouden met de benodigde werkruimte rondom de okkernoot. Ook mag het anker niet tot onder privépercelen reiken. Mogelijk is hierbij een conflict met het Veerhuis.
- De maatwerkoplossing kan ook bestaan uit een kistdam in de kruin van de waterkering. Hierbij wordt er een diepe damwand aan zowel de binnen- als buitenkruin aangebracht waarna deze aan elkaar worden verbonden door legankers. De damwanden in de buitenkruin staan op zeer korte afstand van het Veerhuis. De damwandplanken moeten lang zijn om door het dijklichaam de vaste pleistocene zandlaag te bereiken. In dit geval neemt de kistdam de functie van de waterkering volledig over. Deze optie is duurder dan een verankerde damwand omdat vanwege de kistdam het dubbele aantal damwandplanken benodigd is en vanwege hogere belastingen (grotere niveauverschillen) een zwaarder damwandtype benodigd is.
- Diepwand in de buitenkruin van de dijk. Deze betonnen wand van ongeveer 1 m dik met wapeningskorven zal tot diep in het pleistocene zand aangebracht moeten worden en moet net als de kistdam de waterkerende functie volledig overnemen. De kwaliteit van de in de bodem gevormde wand is lastig te controleren, wat een risico oplevert. Verder is een werkbreedte van 10-12 m nodig om de diepwand te kunnen realiseren. Deze breedte is niet aanwezig op de kruin waardoor er aanvullende voorzieningen genomen moeten worden waarbij de okkernoot belemmeringen geeft. Deze wand is waarschijnlijk duurder dan de kistdam. Voordeel is hierbij dat de trillingen beperkt blijven en het Veerhuis dat op korte afstand van de dijk staat minder risico op schade heeft.

- In verband met de ondiepe glijcirkels is een korte damwand mogelijk toepasbaar. Het toepassen van een korte damwand in het talud resulteert in voldoende stabiliteit van het dijklichaam alleen is er momenteel nog geen goede richtlijn om deze korte wand te ontwerpen. Vanwege het ontbreken van voldoende lengte in draagkrachtige grond zal geen ontwerp mogelijk zijn op basis van verplaatsing van de wand. Er zijn onderzoeken gaande om van de eis van verplaatsing af te stappen en met EEM te onderzoeken welke zetting op de kruin optreedt. Er worden hierbij eisen gesteld aan de maximale zetting van de kruin in plaats van vervorming van de wand.
- In geval van verwijderen van de okkernoot is er alsnog geen ruimte voor de toepassing van de benodigde taludverflauwing door aanwezigheid van de bebouwing.

4.3 Maatregel rondom effluentleiding

Uit de analyse van de sterkte van de effluentleiding [10] bij dijkpaal 108, aan de binnenzijde van de waterkering, blijkt dat er op basis van de gehanteerde uitgangspunten nog marge aanwezig is. Ook wanneer er een steunberm aan de binnenzijde wordt aangelegd blijkt er nog restcapaciteit in de leiding aanwezig. Aan de binnenzijde van de waterkering geldt, conform paragraaf 3.1, geen ontwerpogave meer, waardoor het knelpunt van de effluentleiding met de technische maatregel voor macrostabiliteit binnenwaarts is komen te vervallen.

Aan de buitenzijde van de waterkering dient de bekleding te worden vervangen en het talud te worden geprofileerd op 1:3. Op dit moment zijn er twee varianten voor het versterken van de bekleding op het buitentalud. De eerste variant betreft enkel het profileren van het talud naar 1:3, waarbij de nieuwe kleibekleding binnen het huidige dijkprofiel wordt ingegraven. Hierbij is een de belastingtoename op de effluentleiding zeer beperkt. De tweede variant betreft het aanbrengen van de nieuwe kleibekleding tegen de bestaande bekleding waarbij ook de kruin van de dijk wordt verbreed. Voor variant 2 is een grotere hoeveelheid grond benodigd dan voor variant 1 en dit zal dan ook resulteren in een grotere belasting op de leiding.

Hoewel de buitenzijde van de effluentleiding niet is geanalyseerd in [10], is op basis van expert judgement de verwachting dat het aanbrengen van de taludverflauwing, gezien de marge die aan de binnenzijde nog aanwezig is, voor beide varianten geen problemen oplevert.

4.4 Toepasbaarheid VZG / pipingscherm / drainage / alternatieve innovatieve maatregel

Om een goede werking van het VZG, pipingscherm of andere alternatieve maatregel te waarborgen dient ook gekeken te worden naar de toepasbaarheid van de betreffende maatregel. Obstakels zoals kabels en leidingen, opritten, bomen ed. kunnen de toepasbaarheid beperken, zie paragraaf 4.1 voor een overzicht van de aanwezige obstakels.

4.4.1 Algemeen

Voor de kruisende rioolpersleidingen zijn er risico's bij het verkrijgen van een gronddichte afsluiting. De leidingen zijn moeilijk aan te passen of te verplaatsen. Ter plaatse van de kruisende leiding bij dijkpaal 98,5 moet een maatwerkoplossing worden toegepast. De gasleiding, laagspanning en datakabel vormen wel aandachtlocaties maar zijn eenvoudiger te verleggen en resulteren waarschijnlijk niet in maatwerkoplossingen.

4.4.2 Verticaal Zanddicht Geotextiel (VZG)

Het waterdoorlatend verticaal zanddicht geotextiel (VZG) wordt aan de binnenzijde van de waterkering aangebracht ter plaatse van de bovenzijde van de pipinggevoelige laag. De grondwaterstroming blijft onveranderd omdat het grondwater door het geotextiel kan stromen maar de zandkorrels worden tegengehouden. De pipe kan niet verder bovenstrooms groeien dan het VZG [11]. De dimensies van de maatregel zijn vastgesteld in de rapportage van zeef 1 [4] en betekent dat het VZG 2 m in de deklaag en 2 m in het zandpakket dient te worden aangebracht. Deze afmetingen gelden overal en zijn onafhankelijk van het kwelweglengtetekort. Deze maatregel voorkomt dat het faalmechanisme piping kan optreden.

Bij VZG wordt onderscheid gemaakt tussen een horizontale en verticale inbreng techniek [11].

- De verticale techniek bestaat uit panelen die verticaal de grond in worden getrild. Vanwege de losse panelen kan het VZG worden aangebracht rondom obstakels als bomen, huizen, opritten en kabels en leidingen. Bochten kunnen eenvoudig worden gemaakt, gelden er minder beperkingen aan de maximale inbrengdiepte, is variatie in diepte van de pipinggevoelige laag eenvoudig oplosbaar, de dagproductie is beperkt.
- De horizontale techniek bestaat uit een grondfrees die al rijdend de grond verwijderd en tegelijkertijd het geotextiel inbrengt. Voor deze techniek gelden beperkingen bij bochten, inbrengdiepte en obstakels. Het maaiveld dient horizontaal te zijn. De dagproductie ligt hoger dan bij de verticale techniek.

Om de benodigde diepte te bereiken en een goed, horizontaal werkterrein te realiseren moeten voor beide technieken de opritten ter plaatse van het VZG-tracé afgegraven worden. Bomen rondom het tracé van het VZG moeten verwijderd worden. Naderhand terugplaatsen van bomen in de buurt van het VZG is ongewenst vanwege het risico van wortelgroei door het geotextiel. Dit is wel afhankelijk van de diepteligging van het VZG.

De maximaal mogelijke inbrengdiepte bij het inbrengen via de horizontale techniek bevindt zich in de orde van 8 m [11]. De deklaagdikte mag hierdoor maximaal 4-5 m dik zijn om te voorkomen dat het geotextiel onvoldoende diep in het zand kan worden aangebracht. Voor Salmsteke is de deklaag ter plaatse van de pipingopgave van dijkpaal 95 tot 107,5 geschikt voor toepassing van het VZG middels horizontale techniek. Voor dijkpaal 91-95 is de deklaag te dik en zal een pipingscherm toepast moeten worden. Omdat hier ook een stabiliteitsprobleem geldt is een VZG middels de verticale methode ongeschikt.

Monitoring VZG

Monitoring van het VZG speelt een belangrijke rol om te controleren of het geotextiel goed is aangebracht en of het op langere termijn goed blijft functioneren.

Bij de uitvoering dient de werkelijke inbrengdiepte van het geotextiel te worden gecontroleerd. Dit kan door middel van stroken glasvezel die in het geotextiel zijn verweven. Met behulp van elektronische signalen kan hiermee de positie worden achterhaald. Aangezien het VZG behoort bij innovatieve technieken en er nog geen gegevens bekend zijn met betrekking tot het functioneren op langere termijn levert dit nog diverse vragen ten aanzien van levensduur en monitoring op.

Mogelijke risico's van het VZG op langere termijn [11]:

- Dierlijke graverij/wortelgroei;
- Beschadiging geotextiel door veroudering;
- Excessieve erosie bij uittredepunt;
- Pipes (mogelijk ontwikkeld bij eerder hoogwater) storten in;
- Mechanische blokkering/verstopping;
- Chemische of bacteriologische schade.

De methode om de lange termijn monitoring te interpreteren en de benodigde meetfrequentie zijn nog niet volledig bepaald en ontwikkeld. Toekomstige pilotprojecten zullen hieraan een bijdragen leveren. Mogelijk is een dergelijk monitoringsplan ten tijde van de realisatie van het VZG voor Salmsteke nog niet gereed en moet HDSR zelf een bijdrage leveren aan de ontwikkeling daarvan.

Indien uit de monitoring blijkt dat het VZG niet meer naar behoren functioneert moeten maatregelen genomen worden. Tijdens de kennisdag POVpiping van november 2018 werd geadviseerd om het VZG in eerste instantie alleen toe te passen bij locaties waarbij er geen ruimtebeperking voor een pipingberm geldt en het VZG vanuit financieel oogpunt interessant is. Er kan dan ervaring met deze maatregel worden opgedaan. Dit geeft een conflicterend uitgangspunt omdat VZG een maatregel is die met name geschikt is voor het oplossen van de pipingopgave in gebieden met beperkte ruimte. Voor Salmsteke is in elk geval het aandachtspunt gesignaleerd dat goed over een terugvaloptie moet worden nagedacht.

4.4.3 Pipingsscherm

Een pipingsscherm bestaat uit een harde waterdichte constructie waarbij de grondwaterstroming onder het scherm wordt geleid. Na plaatsing van het scherm wordt de kwelweglengte vergroot. Wanneer het scherm eenmaal geplaatst is en er blijkt een groter kwelweglengtetekort aanwezig te zijn, zijn aanpassingen lastig. Door middel van oplassen en dieper inbrengen van de damwandplanken is dit wel mogelijk. Het pipingsscherm is een harde constructie en in geval van obstakels eenvoudig op maat te maken voor een goede aansluiting. Bij een lang doorgaand pipingsscherm wordt de grondwaterhuishouding van het gebied verstoord. Er zijn vanuit de literatuur relaties bekend voor de lengte van een gesloten wand en grondwaterhuishouding. Dit moet in de planuitwerkingsfase verder worden onderzocht.

4.4.4 Grof Zand Barrière (GZB)

Deze maatregel is erop gericht dat het grondwater, net als het VZG, door de maatregel stroomt maar het zand niet kan uitspoelen. Het grove zand uit de barrière zou de fijnere zanddeeltjes uit de pipinggevoelige laag moeten tegenhouden als een soort filter. De GZB dient tot enkele meters onder de deklaag aangebracht te worden. Aan de bovenzijde zal het goed ingesloten moeten worden in de deklaag om stroming langs de bovenzijde te voorkomen. Wegens ontbreken van gegevens wordt voor het GZB eenzelfde maximale inbrengdiepte als voor het horizontale VZG aangehouden. Tussen dijkpaal 91-95 bevindt zich een dikke deklaag waardoor een GZB op dit gedeelte niet mogelijk is. De dimensies van de GZB zijn onafhankelijk van het kwelweglengtetekort. Het waterbezwaar zou vanwege de ongeremde grondwaterstroming kunnen toenemen bij maatgevende omstandigheden. Naar alle waarschijnlijkheid zal het

slotenstelsel in de polder aangepast moeten worden omdat het daar nu niet op gedimensioneerd is. De GZB is op dit moment nog in ontwikkeling, er staat een pilot gepland bij Gameren medio 2020.

4.5 Waterbezwaar drainage en overslagdebiët

Uit de quickscan [14] volgt dat het slotenpatroon van de polder achter Salmsteke mogelijk is gedimensioneerd op maximaal 10 l/s/ha. Het is niet bekend of en hoe vaak de volledige afwateringscapaciteit wordt bereikt.

Voor het overslagdebiët wordt een gemiddelde waarde van 5 l/s/m aangehouden. Conform Nota Ontwerpuitgangspunten [2] geldt hierbij dat van dijkpaal 91 tot dijkpaal 94 de kruinhoogte aan het einde van de planperiode onvoldoende is voor een overslagdebiët van 5 l/s/m. Aangenomen wordt dat de waterkering bij deze dijken gedurende de planperiode wordt verhoogd middels een adaptieve strategie tot het benodigde niveau. Voor de overige dijken is de dijk hoger dan vereist voor het overslagdebiët, waardoor er minder water zal overslaan. Het indicatieve waterbezwaar is grof bepaald en dient alleen om een gevoel bij de orde van grootte te krijgen. Er wordt er conservatief vanuit gegaan dat over de gehele lengte van de waterkering een overslagdebiët van 5 l/s/m kan optreden. De totale lengte van het traject is ongeveer 1950 m waardoor de totale hoeveelheid water dat overslaat gelijk is aan 9750 l/s of 9,75 m³/s.

De aanname is dat dit water over een strook van 50 m, grofweg de gemiddelde afstand tot kopsloten, achter de waterkering terecht komt en dat daarmee een oppervlak van 97500 m² (9,75 ha) wordt gebruikt voor de afwatering van het overslagwater. De af te voeren hoeveelheid water door golfoverslag is 9750 l/s per 9,75 ha dus 1000 l/s/ha. De afwateringscapaciteit bedraagt 10 l/s/ha.

De belangrijkste aandachtspunten ten aanzien van overslag zijn

- De golfoverslag resulteert in een waterdebiët dat grofweg 100x groter is dan de afwateringscapaciteit, die gedimensioneerd is op maatgevende regenbuien.
- In het achterland langs de kering van traject Salmsteke liggen relatief weinig watergangen. Dit geldt met name voor het gedeelte ter plaatse van de hoger gelegen zandrug.
- Vanuit het oogpunt van beheer is overslag een aandachtspunt. Daarbij moet worden opgemerkt dat dit om een situatie onder maatgevende condities gaat waarbij de herhalingstijden grofweg een factor 100 groter dan die voor de (neerslag)condities (T100) waarvoor het watersysteem ontworpen is.

4.6 Inschatting uitvoeringsrisico

4.6.1 Alle varianten

Voor alle voorkeursvarianten geldt een maatwerkoplossing ter plaatse van het Oude Veerhuis (dijkpaal 90-91). De afstand van het Oude Veerhuis tot binnenkruinlijn is ca. 5 m en de afstand van de Lekdijk Oost 8 tot binnenkruinlijn is ca. 20 m. Er is op deze locatie een stabiliteits- en pipingopgave. Vanwege ruimtegebrek zijn geen grondoplossingen mogelijk en zal aan

constructieve maatregelen gedacht moet worden die bestaan uit damwandschermen. Het risico bij constructieve oplossingen zijn voornamelijk de trillingen die ontstaan bij de uitvoering en kunnen leiden tot schade aan de bebouwing. Vooraf zou de bebouwing geanalyseerd kunnen worden op de toelaatbare trillingen, deze kunnen tijdens uitvoering met trilling meters gecontroleerd worden.

De trillingen kunnen worden beperkt door de uitvoeringsmethode aan te passen. Zo kan mogelijk gebruik worden gemaakt van de Silent Piler waarbij de enkele damwandplanken de grond worden ingedrukt. Aanvullend onderzoek is benodigd om er zeker van te zijn dat deze methode voor deze locatie geschikt is. Dit is afhankelijk van drukkracht die vereist is en hangt samen met de damwandlengte, damwandtype en grondslag. Bij het Veerhuis bevindt zich een dikke zandlaag maar heeft volgens de sondering geen hoge weerstand.

De bekleding op het buitentalud dient voor alle varianten te worden verbeterd en zorgt enkel ter plaatse van het Veerhuis, kruisende leidingen en de polsstokbak voor risico's.

Voor het VZG zijn de uitvoeringsrisico's voor de omgeving beperkt. De risico's zitten voornamelijk in het juist aanbrengen zodat het functioneert naar behoren.

4.6.2 VKA1 - Dijk als lijn

Tussen dijkpaal 95-107,5 geldt een pipingopgave die met een constructieve maatregel wordt opgelost. In het geval van een pipingscherm moet rekening gehouden worden met trillingen nabij bebouwing. Gezien de beperkte bebouwing is dit een lokaal risico.

Voor dijkpaal 91-95 geldt een piping- en stabiliteitsopgave waarbij een constructie zal worden toegepast. De constructie zal bestaan uit een damwandscherm die bij aanbrengen kan leiden tot ontoelaatbare trillingen.

De kruisende leidingen bij dijkpaal 97 en 98,5 hebben aan de binnenzijde ook risico vanwege de toepassing van constructies.

4.6.3 VKA2 - Brede dijkzone

Tussen dijkpaal 91-95 is een piping- en stabiliteitsopgave. De stabiliteitsopgave is beperkt en kan er met een ophoging van de binnenberm van 20-30 cm worden volstaan. De huidige berm zal verlengd worden om te voldoen aan de kwelweglengte. De hoogte van de pipingberm is conform paragraaf 3.2 beperkt. De te verwachten zettingen die hierdoor geïntroduceerd worden zijn klein ondanks de onderliggende slappe lagen.

Tussen dijkpaal 95-107,5 geldt een pipingopgave waarvoor de steunbermen worden vergroot. Uit berekeningen (zie paragraaf 3.2) blijkt dat de hoogte van de pipingberm beperkt kan blijven. De hoogte blijft niet meer over de gehele lengte gelijk maar loopt af tot maaiveldniveau. Dit houdt in dat in het gedeelte waar de berm wordt verlengd de hoogte beperkt is en daarmee de zettingen ook beperkt blijven. Gezien de zandige ondergrond worden er weinig zettingen verwacht. Ter plaatse van de bebouwing is onvoldoende ruimte voor de aanleg van de pipingberm waardoor lokaal constructieve oplossingen nodig zijn. Hierbij bestaat dan ook het

risico op ontoelaatbare trillingen. Bij de klei-inkassing aan de buitenzijde van de waterkering wordt zand vervangen door lichtere klei waardoor geen zettingen worden verwacht. Wel dient er hierbij rekening te worden gehouden met de kabels en leidingen van dijkpaal 97 en 98,5 en de polsstokbak.

4.6.4 VKA3 – Uiterwaard en dijk integraal

Tussen dijkpaal 98-107,5 is alleen een pipingopgave. Deze opgave wordt volledig opgelost met een klei-inkassing in de uiterwaard. Er is hierbij is een risico voor de kabels en leidingen bij dijkpaal 97 en 98,5 en de polsstokbak.

Tussen dijkpaal 95-98 is alleen een pipingopgave. De klei-inkassing in de uiterwaard kan niet in de benodigde afmetingen worden aangelegd door ruimtegebrek. Aanvullend zal een gedeelte van de opgave aan de binnenzijde in de vorm van een pipingscherm worden uitgevoerd. Hierbij is het risico dat mogelijk voor de bebouwing ontoelaatbare trillingen optreden.

Tussen dijkpaal 91-95 is een piping- en stabiliteitsopgave. De stabiliteitsopgave is beperkt en kan er met een ophoging van de binnenberm van 20-30 cm worden volstaan. De huidige berm zal verlengd worden om te voldoen aan de kwelweglengte. De hoogte van de pipingberm is conform paragraaf 3.2 beperkt. De te verwachten zettingen die hierdoor geïntroduceerd worden zijn naar verwachting klein.

4.6.5 Samenvatting

In Tabel 9 is een samenvatting geven van de risico's per alternatief. Hierbij zijn de risico's die voor alle varianten gelden niet meegenomen. Dit betreft vooral de risico's bij het Veerhuis.

Tabel 9: Samenvatting risico's per alternatief

Alternatief	Trillingen	K&L	Zettingen	Beheersmaatregel
1a – VZG	Laag	Middel (binnenzijde)	Laag	-
1b- Damwand/pipingscherm	Hoog (alle bebouwing)	Middel (binnenzijde)	Laag	Inbrengen middels drukken
2	Hoog (alle bebouwing)	Laag	Middel	Aanbrengen grond in meerdere fasen
3	Middel (alleen bij huisnr 5)	Laag	Middel	Aanbrengen grond in meerdere fasen

De risico's met betrekking tot de kabels en leidingen kan worden beheerst door vooraf de tracés om te leggen. Zettingen kunnen beheerst worden door gebruik te maken verschillende ophoogslagen indien nodig.

4.7 Analyse damwanden

In deze paragraaf is een nadere analyse beschreven ten aanzien van damwanden. Daarnaast is grof bekeken wat ter plaatse van het veerhuis mogelijk is en wat dit indicatief betekent voor de hoeveelheid staal.

4.7.1 Veerhuis

Bij het Veerhuis is een kistdam een mogelijke maatregel. Hierbij staat een doorlopende damwand in de binnen- en buitenkruin van de waterkering met daartussen legankers. De damwanden worden tot in het pleistocene zand aangebracht. Dit komt neer op een lengte van ongeveer 20 m. Indicatief valt te denken aan damwandtype AZ46 met legankers van massief Ø50 mm. Eerste schattingen resulteren in een toename met factor 3 in het gebruik van staal ten opzichte van een open of doorlopend stabiliteitsscherm.

4.7.2 Dijkpaal 91-95 (binnenteen)

In de fase van de NKO was langs het gehele tracé een damwand in 'setjes' met tussenruimte ontworpen. Voor de sectie die binnen de 3 NKO's onderscheidend is, DP91-DP95, is hieronder beschreven wat het effect is van een doorlopend scherm in plaats een ontwerp met van 20% tussenruimte.

In alternatief 1 en 3 wordt aan de binnenzijde een doorlopend verticaal scherm geplaatst dat dient voor de stabiliteits- en pipingopgave. In zeef 1 is op basis van referentieprojecten en expert judgement aangehouden dat de damwanden van het stabiliteitsscherm in de binnenteen voor STBI met 20% open ruimte worden geplaatst.

De totale belasting op de wand blijft bij een doorlopend scherm ongewijzigd. Alleen kan de belasting zich meer verspreiden. Voor de damwanden kan worden volstaan met een reductie van het weerstandsmoment van 20% per damwandplank omdat er 20% meer damwandplanken worden toegepast. Damwandtype AZ36(-630) uit [4] kan vervangen worden door bijvoorbeeld AZ30-750.

De hart op hart afstand bij AZ36(-630) damwandplanken bij toepassing van 20% open ruimte is 3,15 m. In het geval dat de ankers om de damwandplank worden toegepast bedraagt de hart op hart afstand 3,0 m bij een AZ30-750 damwandplank. Vanwege het minimale verschil in hart op hart afstand kunnen waarschijnlijk hetzelfde type ankers worden toegepast. Vanwege het doorlopende scherm zal worden volstaan met een kleiner type gording.

Eerste schattingen geven voor een open of gesloten scherm een vergelijkbare hoeveelheid staal. Bij het open scherm hoeft enkele procenten minder staal te worden toegepast. Nadere uitwerking hiervan volgt in de planuitwerkingsfase.

5 Referenties

- [1] Nota Kansrijke Oplossingen, WAB003344-R-026-v3, november 2018
- [2] Nota Ontwerputgangspunten, WAB003344-R-002-v3, 4 juni 2018
- [3] Nota Aanscherping Ontwerpogave, WAB003344-R-005 v2a, 1 juni 2018
- [4] Technisch Rapport Zeef 1, WAB003344-R-032-v2, 23 oktober 2018
- [5] Handreiking Ontwerpen met overstromingskans, OI2014v4, Feb. 2017
- [6] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, WBI 2017, 1 december 2016
- [7] Schematiseringshandleiding piping, WBI2017, 31 januari 2017
- [8] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, ENW, 2004
- [9] Stappenplan schematiseringsfactor, Arcadis, C03011.000049, 11 juni 2010
- [10] Notitie Sterkteberekening Dijkkruising 2.0 – Uitgebreide sterkteberekening effluentleiding, WAB003344, 27 november 2018
- [11] Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn Verticaal Zanddicht Geotextiel – Groene versie, 14 juni 2017
- [12] Kennisplatform Risicobenadering, 628 Uitgangspunten zeef 2, 24 januari 2019
- [13] Technisch rapport zeef 2 commentaartabel, WAB003344-R-034-0, 11-2-2019
- [14] Voorzichtige inschatting waterbezwaar – Salmsteke, WAB005593, 29 november 2018
- [15] Memo DGeoflow Salmsteke, WAB003344-N-039, 14 januari 2019

Overzicht bijlage(n)

Bijlage 1

Digitale bijlage met rekenbestanden voor macrostabiliteit en piping

Bijlage 1

Digitale bijlage met rekenbestanden voor macrostabiliteit en piping

Alle berekeningen die voor de optimalisatie zeef 2 van de ontwerpopgave in dit rapport zijn gerapporteerd, zijn opgenomen in de digitale bijlage "11-02-2019 - Oplevering Optimalisatie zeef 2.zip". Dit zip-bestand is meegeleverd met de rapportage.