

Auteur:

Werner Halter

Versie:

8

Datum:

26 juni 2020

Status:

Concept

Unieke referentie:

1218-0024-001.N08

Van belang voor:

Dijkversterkingsontwerp

Bestemd voor:

Projectteam De Betuwse Waard

Gecontroleerd door:

Technisch team

Inhoudsopgave

1.	INLEIDING	5
1.1	Scope	5
1.2	Beschikbare informatie	5
2.	SYSTEEMBESCHRIJVING	9
2.1	Basisspecificatie Dijken	9
2.2	Scopetraject.....	9
2.3	Aansluitingen met andere dijktrajecten.....	9
3.	VOORKEURSVARIANTEN	10
4.	ALGEMENE UITGANGSPUNTEN	12
4.1	Ontwerpinstrumentarium	12
4.2	Beschouwde faalmechanismen.....	12
4.3	Schematiseringsfactor	12
4.4	Programmatuur	12
4.5	Aanwezige constructies.....	13
4.6	Probabilistisch ontwerpen.....	14
4.7	Reststerktebenadering.....	14
4.8	Normtrajecten en faalkansruimteverdeling.....	15
5.	GEOMETRISCHE UITGANGSPUNTEN	16
5.1	Dijkprofielen	16
5.2	Kruinbreedte	16
5.3	Kruinhoogte.....	16
5.4	Profiel van vrije ruimte.....	18
5.5	Ruimtelijke principe profiel	18
5.6	Autonome bodemdaling.....	19
6.	HYDRAULISCHE EN GEOHYDROLOGISCHE UITGANGSPUNTEN	20
6.1	Rivierpeil.....	20
6.2	Freatische lijn	21
6.3	Stijghoogtes zandlagen.....	21
6.4	Fictief intredepunt stijghoogte.....	21
6.5	Indringingslengte.....	22
7.	GEOTECHNISCHE UITGANGSPUNTEN	23
7.1	Grondsoorten en parameters	23
7.2	Bodemopbouw	23
7.3	Volumieke gewichten en sterkteparameters	23
7.4	D ₇₀	25
7.5	Doorlatendheid	25
7.6	Gebiedseigen grond	26

7.7	Voorland (piping).....	27
8.	PIPING.....	28
8.1	Faalkanseis bij doorsnedeniveau.....	28
8.2	Voorlanden	28
8.3	Parameters ontwerploop 3	28
8.4	Pipinggevoelige lagen.....	29
8.5	Ontwerpmaatregelen.....	29
9.	HEAVE.....	30
9.1	Doorlatendheid	30
9.2	Verhang	30
9.3	Kritiek verhang	31
9.4	Parameters ontwerploop 3	31
10.	FILTERS EN ONTLASTCONSTRUCTIES.....	32
11.	MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS	33
11.1	Vakindeling	33
11.2	Benodigde stabiliteitsfactor	34
	Materiaalfactor.....	34
	Modelfactor.....	34
	Schematiseringsfactor.....	34
	Schadefactor.....	34
	Stabiliteitseis	34
11.3	Pre-overburden pressure (POP) tijdens maatgevende omstandigheden	34
11.4	Gedraineerd of ongedraineerd	35
11.5	Opbarsten.....	36
11.6	Verkeersbelasting.....	36
11.7	Zettingen	36
11.8	Pipegroei (interactie macrostabiliteit met piping mechanisme).....	36
11.9	Relevante glijcirkels.....	37
11.10	Overig	37
12.	MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS.....	38
13.	MACROSTABILITEIT VOORLAND	39
14.	MICROSTABILITEIT	40
15.	MATERIALISATIE.....	41
15.1	Zachte bekleding en materialisatie	41
15.2	Harde bekleding	46
16.	STABILITEIT LANGSCONSTRUCTIES	50
16.1	Ontwerpaanpak.....	50
16.2	Fasering	50
16.3	Partiële factoren.....	51
16.4	Levensduur	52
16.5	Sterkte- en stijfheidsparameters.....	53
16.6	Gedraineerd of ongedraineerd	54

16.7	Geohydrologie	54
16.8	Constructies.....	55
16.9	Restprofiel	55
16.10	Verkeersbelasting.....	57
16.11	Belendingen.....	57
16.12	Toetsing langsconstructie.....	58
16.13	Heavescherm en barrièrewerking.....	59
16.14	Aansluitingen.....	60
17.	NIET-WATERKERENDE OBJECTEN	62
17.1	Bouwwerken.....	62
17.2	Bomen	62
17.3	Kabels en leidingen.....	63
17.4	Aanhelingen met grond zonder waterkerende functie.....	63
17.5	Wegen	63
18.	BIOLOGISCHE AANTASTING DIJK	65
19.	UITVOERING	66
20.	BEHEER EN ONDERHOUD	67
20.1	Beheer- en onderhoudsplan.....	67
20.2	Bereikbaarheid dijk.....	68
20.3	Hersteltijd na schade aan de dijk	68

Bijlage 1 - Principeschetsen dijkopbouw

Bijlage 2 - Sterkteparameters en stijfheidsparameters Plaxis

1. INLEIDING

1.1 Scope

In dit document zijn de technische uitgangspunten beschreven voor het ontwerp van dijkversterking Wolferen - Sprok. De voorloper van dit document wordt gevormd door de Technische Uitgangspunten Notitie Zeef 2, Integrale verkenning Dijkversterking Wolferen - Sprok en Dijkteruglegging Oosterhout, Waterschap Rivierenland d.d. 5 februari 2018. Deze notitie is destijds grotendeels 'bevroren' en heeft als basis gediend voor het ontwerp van het Voorkeursalternatief.

Dit document is als volgt opgebouwd:

- De hoofdstukindeling uit de originele TUN is gehanteerd. Daarnaast zijn de enkele hoofdstukken toegevoegd, onder andere over stabiliteit voorland, microstabiliteit, bekledingen en uitvoering.
- Indien er nog geen duidelijke keuze is gemaakt door Waterschap Rivierenland om een uitgangspunt goed te keuren, dan is in de tekst met duidelijke rode letters vermeld, dat het om een **VOORSTEL** gaat.
- Indien er wel een keuze is gemaakt, maar exacte invulling nog vorm moet krijgen (bijvoorbeeld door het uitwerken van onderzoeksresultaten) is dit aangegeven in de tekst met duidelijke blauwe letters: **DIT WORDT NOG NADER UITGEWERKT.**
- Deze notitie wordt elke ontwerploop herzien en vervolgens weer bevroren, omdat er regelmatig ontwikkelingen plaatsvinden die aanleiding kunnen zijn tot nieuwe uitgangspuntenwijzigingen. Van deze nieuwe ontwikkelingen wordt de impact in kaart gebracht en vervolgens bepaald of overgegaan wordt tot aanpassing. Consequenties bespreekt TM in het OMT.

De komende tijd kunnen er bijvoorbeeld uitgangspunten wijzigen door:

- o Bevindingen uit ontwerpberekeningen en gevoeligheidsanalyses.
- o Uitgangspuntenkeuzes van de landelijke overheid of van het waterschap die op dit project van toepassing worden verklaard.
- o Resultaten uit het aanvullend grondonderzoek.
- o Kaders die worden gesteld vanuit ruimtelijke kwaliteit.

Daarnaast zullen er uitgangspunten bijkomen, omdat sommige onderwerpen (bijvoorbeeld de uitvoeringssituatie) nog niet volledig zijn beschouwd.

- De eisen voor nieuw aan te leggen dijkonderdelen zijn strenger dan de instandhoudingseisen voor bestaande dijkonderdelen. De reden is dat het duurzamer is om nieuwe dijkonderdelen degelijk en robuust uit te voeren. In deze TUN is daarom waar nodig onderscheid gemaakt tussen bestaande en nieuwe dijkonderdelen.

1.2 Beschikbare informatie

Sinds de op 5 februari 2018 'bevroren' TUN zijn in chronologische volgorde de volgende documenten beschikbaar gekomen, die aanleiding hebben gegeven tot herziening van deze TUN:

- [1] Bodemdaling in het rivierengebied – Technische analyses voor DPR, Deltares, 2014.
- [2] Hydraulische Randvoorwaarden Waal t.b.v. HWBP-projecten, HKV d.d. 31 mei 2017.
- [3] Technisch Ontwerp per kansrijk alternatief DV-WOS, Integrale verkenning Dijkversterking Wolferen - Sprok en Dijkteruglegging Oosterhout, Waterschap Rivierenland d.d. 1 mei 2018.
- [4] Redeneerlijn buitenwaartse stabiliteit (STBU), Waterschap Rivierenland d.d. 10 juli 2018.
- [5] Waterschap Rivierenland, Memo Proevenverzameling Waal t.b.v. stabiliteitsberekeningen voor waterkering langs de noordzijde van de Waal, 21 augustus 2018.
- [6] Vraagspecificatie Eisen Ontwerpteamfase (stand van zaken Verkenningsfase behorend bij VKA) behorende bij ontwerpteamovereenkomst Dijkversterking Wolferen - Sprok, Waterschap Rivierenland d.d. 24 augustus 2018.
- [7] Notitie voorkeursalternatief, Integrale verkenning Dijkversterking Wolferen - Sprok en Dijkteruglegging Oosterhout, Waterschap Rivierenland d.d. 30 november 2018.
- [8] Optimalisatie van detaillocaties, Integrale verkenning Dijkversterking Wolferen - Sprok en Dijkteruglegging Oosterhout, concept 01, Witteveen + Bos d.d. 10 januari 2019.
- [9] Groslijst optimalisatiemogelijkheden Gorinchem - Waardenburg, Excelsheet, 7 februari 2019.
- [10] Vergadersverslag Expertpool Geotechniek, STOWA, 12 februari 2019.
- [11] Plan van aanpak voor aanvullend grondonderzoek, Fugro, 5 maart 2019.
- [12] HPT-(A)MPT uitwerking, 1218-0024-001.R15, De Betuwse Waard, 25 september 2019
- [13] Analyse voor- en achterlandweerstand o.b.v. peilbuismetingen, Willem Leeuwddrent, 7 mei 2020
- [14] HWBP-dijkversterkingsprogramma Waterschap Rivierenland, Ontwerputgangspunten / financieel / concept reactie, Waterschap Rivierenland, 12 maart 2019.
- [15] Notitie P5, Tiel - Waardenburg, Waterschap Rivierenland, 17 maart 2019.
- [16] Overzicht vragen en P5-invullingen, 1 april 2019.
- [17] Oplegnotitie P5, Gorinchem - Waardenburg, Graaf Reinaldialantie, 5 april 2019.
- [18] Ruimtelijke principe profielen, v0.1, De Betuwse Waard, 8 april 2019.
- [19] PVVR bebouwing, e-mail M. Olieman, 11 april 2019.
- [20] Dijkversterking Wolferen - Sprok, kruinhoogtetabel, De Betuwse Waard, 16 april 2019.
- [21] Overzicht uitgangspunten t.b.v. planuitwerking, concept, 17 april 2019.
- [22] Glijvlakmodel en kleibekleding (acties 26 en 30), versie 2, Peter Kraaijenbrink, Deltares, 19 april 2019.
- [23] Verslag "puntjes op de i-overleg" d.d. 9 april 2019.
- [24] Aanpak ontwerpen van langsconstructies, H.-J. Lodder, Waterschap Rivierenland, 9 mei 2019.
- [25] Uitgangspunten t.a.v. bekledingen waterkering, Waterschap Rivierenland, 20 mei 2019.
- [26] Modellerings dijksmateriaal; voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, waterspanningen en belastingscenario's bij STBU, Waterschap Rivierenland, concept, 9 juli 2019.
- [27] Bureau studie samenstelling kleimateriaal in dijklichaam, 1218-0024-001.R20, De Betuwse Waard, 12 juli 2019.

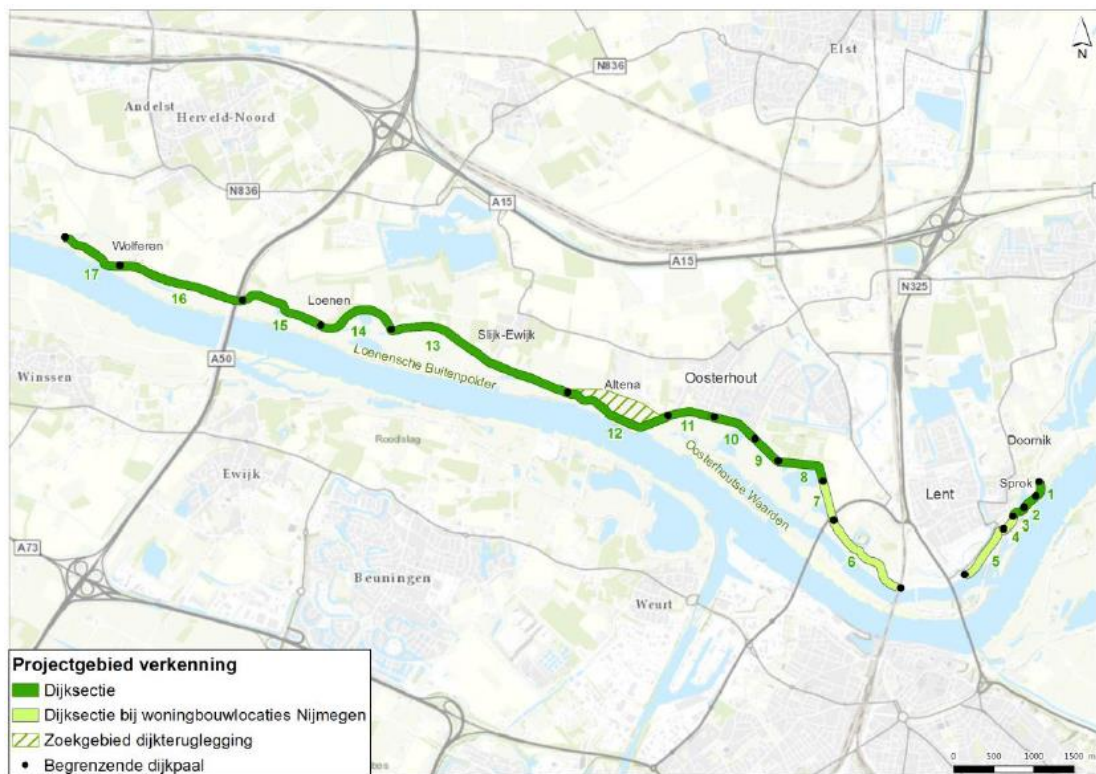
- [28] Analyse dagelijkse grondwaterstand en stijghoogte, 1218-0024-001.R19a, De Betuwse Waard, 23 juli 2019.
- [29] Analyse gemiddeld laagste grondwaterstand, 1218-0024-001.R19, De Betuwse Waard, 30 juli 2019.
- [30] 1218-0024-001 WOS Besluiten technisch team ter info OMT, e-mail Bas Berbee, 30 juli 2019.
- [31] Implicaties WSRL memo's Bekledingen en Medegebruik voor Dijkversterking Wolferen – Sprok, De Betuwse Waard, 1 augustus, 2019.
- [32] Projectsamenstapende optimalisatie heavecriterium WOS, 1218-0024-001.R32v0.1, De Betuwse Waard, 7 augustus 2019.
- [33] Voortgangsrapportage pipingonderzoeken en pipingmaatregelen WOS, De Betuwse Waard, 12 augustus, 2019.
- [34] Peilbuisdata Nederbetuwe, e-mail Herman-Jaap Lodder, 20 augustus 2019.
- [35] Uitgangspunten constructie, De Betuwse Waard, 21 augustus 2019.
- [36] Medegebruik van bermen van primaire waterkeringen, Waterschap Rivierenland, versie 3.0, 22 september 2019.
- [37] Overzicht en toelichting van recente besluiten t.a.v. ontwerp in Ontwerploop 2, e-mail Jan Cirkel, 26 september 2019.
- [38] Dijkversterking Wolferen – Sprok, schematiseringsfactor macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, 1218-0024-001.R10f, De Betuwse Waard, 3 oktober 2019.
- [39] Omgang met erosiebestendige strook achter de constructies in het dijklichaam bij overslagdebiet van 10 l/s/m WOSPU-1672037726-701, De Betuwse Waard, 3 oktober 2019.
- [40] Wolferen Sprok Stijghoogtereponse en hydrologische randvoorwaarden stabiliteit, De Betuwse Waard, 8 oktober 2019.
- [41] Dijkversterking Wolferen – Sprok, pipinganalyse loop 2, De Betuwse Waard, 30 oktober 2019.
- [42] Gevoeligheidsanalyse heaveschermen loop 2, 1218-0024-001.R40a, De Betuwse Waard, 31 oktober 2019.
- [43] Sober en doelmatig ontwerp, De Betuwse Waard, 9 januari 2020.
- [44] Geotechnisch achtergrondrapport Dijkversterking Wolferen - Sprok, De Betuwse Waard, 10 januari 2020.
- [45] Optimalisatie heavecriterium, 1218-0024-001.R32b, De Betuwse Waard, 5 februari 2020.
- [46] Headcuterosie door overslag, De Betuwse Waard, 23 februari 2020.
- [47] Dijkversterking Wolferen - Sprok, materialisatie, versie 5. De Betuwse Waard, 25 februari 2020.
- [48] Dijkversterking Wolferen - Sprok, vormgeving op- en afriten, 10 maart 2020.
- [49] Voorstel waterspanningsverloop bij overslag, Ontwerpteam De Betuwse Waard, 16 maart 2020.
- [50] Beoordeling graserosie binnentalud na versterking, De Betuwse Waard, 19 maart 2020.
- [51] Faalkansontwerp dijkontwerp Wolferen - Sprok met kruisende Vitens waterleiding, concept, Lieveense 25 maart 2020.
- [52] Faalkansanalyse gasleiding A-505 in dijkversterking Wolferen – Sprok, concept, Deltares, 27 maart 2020.

[53] Faalkansanalyse stabiliteit bomen, De Betuwse Waard, 3 juni 2020.

[54] Faalkansanalyse stabiliteit buitenwaarts, De Betuwse Waard, 16 juni 2020.

[55] Ontwerp harde bekledingen, De Betuwse Waard, 18 juni 2020.

Documenten [1] en [2] zijn van eerdere datum dan de TUN uit de VKA-fase, maar er is twijfel of ze volledig zijn meegenomen. Daarnaast is er sprake van voortschrijdend inzicht dat heeft geleid tot uitgangspuntenwijzigingen.



Figuur 1-1 Dijktraject Wolferen - Sprok

2. SYSTEEMBESCHRIJVING

2.1 Basisspecificatie Dijken

Op 10 juli 2017 is door Waterschap Rivierenland een eerste versie van de Basisspecificatie Dijk opgesteld. Deze zijn verwerkt in de TUN. Er wordt nog een herziene Basis Specificatie Dijk opgesteld. Alle nieuwe BSD-eisen worden te zijner tijd verwerkt in het TUN.

2.2 Scopetraject

Het traject van de dijkversterking loopt van DD 133+20 (Sprok) tot DD 286+20 (Wolferen). De dijk is onderverdeeld in 17 dijksecties: 1 t/m 17. Dijksectie 5 (DD 141+50 - DD 162+50) valt buiten de scope, want dit is het gedeelte bij Lent dat een paar jaar geleden is versterkt in het kader van Ruimte voor de Waal. Sommige dijksecties zijn onderverdeeld in subsecties A, B, C, etc. Dijksecties 1 t/m 15 liggen ten oosten van dijkpaal DD 263 bij rijksweg A50 en vallen binnen normtraject 43-4. Dijksecties 16 en 17 liggen ten westen van dijkpaal DD 263 bij rijksweg A50 en vallen binnen normtraject 43-5.

2.3 Aansluitingen met andere dijktrajecten

Er kunnen buiten de vier randen van het dijktraject voorzieningen nodig zijn om de dijkveiligheid binnen het dijkversterkingstraject te garanderen. Hierbij moet worden gedacht aan zaken als achterloopsheidschermen en bermtaluds. Deze worden ook binnen deze dijkversterking gerealiseerd. Dijkversterking Nederbetuwe is volgend op Dijkversterking Wolferen – Sprok, omdat het later is gepland. Dit betekent dat de ontwerpverantwoordelijke van Dijkversterking Nederbetuwe zal worden geïnformeerd over het dijkversterkingsontwerp van Wolferen - Sprok en haar dijkversterkingsmaatregelen passend zal maken. Bij het Dijkversterkingsproject Wolferen - Sprok wordt geen rekening gehouden met risico's die voortkomen uit water dat tegen de dijktrajecten buiten het scopetraject staat.

3. VOORKEURSVARIANTEN

In onderstaande tabel zijn de voorkeursvarianten per maatwerklocaties vermeld:

NR.	DEELNR.	NAAM	VAK	DD VAN	DD TOT	VOORKEURSOPLLOSSING
1		Sprok	1-3	133	139	Constructie
	1.1	Doornikshof Waaldijk 24	1	133	135+50	Constructie
	1.2	Restaurant Sprok	1	133	135+50	Constructie
	2.1	Kolk van Elferen	2	135+50	137+75	Constructie
	3.1	Vossenpelsestraat 2	3	137+75	139	Constructie
2		Vossenpels	4	139	141+50	Grond
3		Buurtschap Lent	6	162	166	Grond+constructie
	6.1	Koken aan de Waal	6	162+50	163+50	Constructie
	6.2	Oosterhoutsedijk 74	6	163+50	165	Constructie
	6.3	Oosterhoutsedijk 78	6	165	166	Constructie
4		Fort Beneden Lent	6	169+50	172	Constructie
		Zaligestraat 8	6	169+50	170	Constructie
		Art Laboratory	6	170	172	Constructie
5		Oversteek	6-7	174	178	Grondoplossing
6		Buitenplaats Oosterhout	8-9	182	192	Constructie
7 8		Tergouw	10	191+50	196+50	Constructie
		Oosterhout Dorp	11	200	203	Constructie
		Waaldijk 48	11	200	201+70	Constructie
		Peperstraat 55	11	201+70	202+30	Constructie
		Dijkstraat 2	11	202+30	203	Constructie
		Dijkstraat 3	11	203	203	Constructie
9		Dijkwoningen Altena	12	203	210+20	
	12.1	Waaldijk 47	12	203+80		Grondoplossing
	12.2	Waaldijk 46	12	205+60		Grondoplossing
	12.3	Waaldijk 43	12	207+80		Herbouw
	12.4	Waaldijk 42	12	207+90		Herbouw
	12.5	Waaldijk 41	12	209+60		Constructie
10		Waaldijk 39	12	209+80		
		Bunt/Klein Altena	12	214	219+50	Grond+constructie
		Waaldijk 37	12	214	215	Constructie
		Waaldijk 36	12	215	216	Constructie
11		Dijkwoningen van Kleef	13	222+50	225	Grond+constructie
		Waaldijk 31	13	222+70		Constructie
		Waaldijk 30	13	223+60		Constructie
		Waaldijk 29	13	224+20		Grondoplossing
		Waaldijk 28	13	224+40		Grondoplossing
		Waaldijk 27	13	224+80		Grondoplossing
12		Dorpsentree Slijk-Ewijk	13	226	230	Constructie
		Tuin Dorpsstraat 81	13	226+80		Constructie
		Kerk	13	227+10		Constructie
		Dorpsstraat 68	13	227+40		Constructie
		Tuin Waaldijk 25	13	228		Constructie
		Waaldijk 23	13	229+40		
13		Dijkwoningen Slijk-Ewijk	13	233	237	Constructie
		Waaldijk 17	13	233+50		Constructie
		Waaldijk 16	13	234+70		Constructie

		Waaldijk 15 Loenensedwardsstraat 2	13 13	235+50 236		Constructie Constructie
14		Waaldijk 13	13	238+50	239+50	Constructie
15		Landgoed Loenen	13- 14	239+50 239+50 243	252 243 252	Constructie Constructie
16		A50	15	262	264+50	Grondoplossing
17		Waaldijk 6	16	270	271+50	Constructie
18		Waaldijk 7	16	264+50	265+50	Constructie
19	17.1 17.2 17.3 17.4 17.5	Wolferen Waaldijk 3 Waaldijk 1 Waalbandijk 131	17	279 279 281+50 285 286 286+30	287 282 281+90	Grondoplossing Grondoplossing Constructie Constructie Grondoplossing
20		TenneT	7-8	179	187	Grondoplossing

Bij overige trajecten is de aanwezigheid van belendingen beperkt en zal voornamelijk van een grondoplossing worden uitgegaan.

4. ALGEMENE UITGANGSPUNTEN

4.1 Ontwerpinstrumentarium

Het Ontwerpinstrumentarium versie 4 (OI 2014 versie 4) vormt de basis voor het ontwerp. Hier is op onderdelen echter onderbouwd van afgeweken op basis van voortschrijdend inzicht van Waterschap Rivierenland.

4.2 Beschouwde faalmechanismen

De volgende faalmechanismen beschouwd:

- Macro-instabiliteit binnenwaarts.
- Macro-instabiliteit buitenwaarts.
- Piping en heave.
- Schade aan bekleding.
- Micro-instabiliteit.
- Instabiliteit voorland [6].

Er wordt geen rekening gehouden met aardbevingen, aanvaringen of kruierend ijs.

4.3 Schematiseringsfactor

Voor zowel macrostabiliteit als piping geldt een maximale schematiseringsfactor dan 1,2 kan worden gehanteerd. Voor macrostabiliteit wordt indien een minimale schematiseringsfactor van 1,0 toegepast, mits dit op basis van gevoeligheidsanalyses per deeltraject kan worden onderbouwd [4][8] (besloten op 20 maart 2019).

Voor binnenwaartse stabiliteit is vastgesteld dat de schematiseringsfactor gelijk is aan 1,05 (niet verzadigde dijk) of 1,10 (verzadigde dijk). Voor piping geldt een schematiseringsfactor van 1,03 (bij opbarsten in teen en sloot waar waterniveau vast staat) en 1,05 (bij opbarsten in sloot waar waterniveau onzeker is).

Voor langsconstructies geldt een schematiseringsfactor van 1,10 voor sterkte en 1,05 voor stabiliteit en ankerkracht.

4.4 Programmatuur

Voor macro-instabiliteit wordt gerekend met D-Stability. Dit is het eerste product uit D-GeoSuite 2020 en is sinds de zomer van 2019 beschikbaar.

Voor het analyseren van piping in meerlaags- en anisotrope systemen is numerieke geohydrologische software noodzakelijk. Dit kan met ieder numeriek geohydrologisch pakket, maar het programma DGeoFlow geniet de voorkeur, aangezien hier een versie van de rekenregel van Sellmeijer in is opgenomen. Knelpunt is dat de software nog niet officieel vrijgegeven is voor gebruik in projecten.

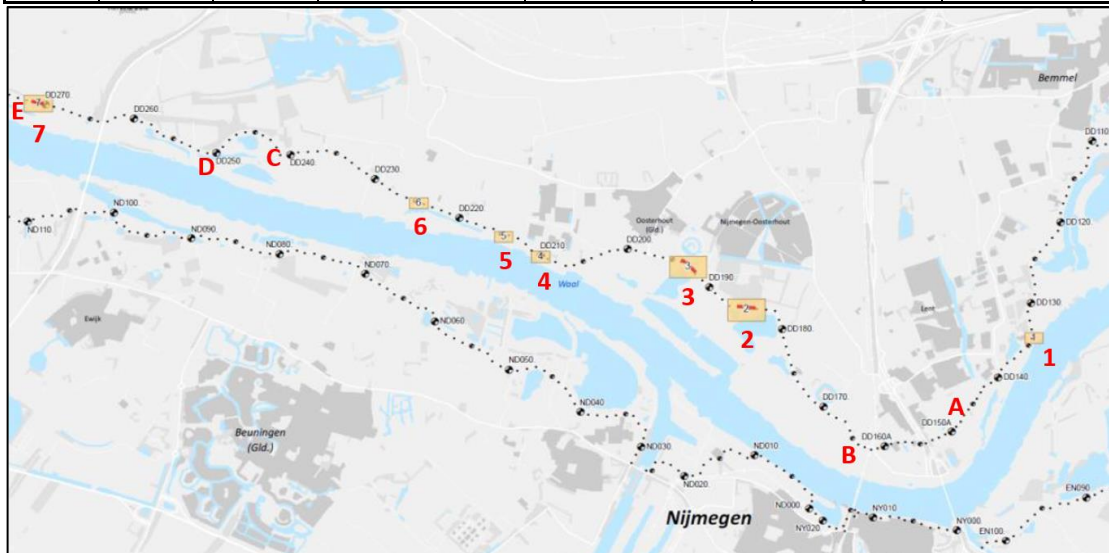
Er wordt gebruik gemaakt van DGeo-Flow 1.0 of opvolgende versies, mocht er tijdens het project een nieuwe versie uitkomen. Deze software is nog niet officieel vrijgegeven voor gebruik in projecten. Als workaround kijken experts van Deltares mee om te controleren dat de software op de juiste wijze wordt toegepast en projectrisico's te ondervangen [11].

Voor het ontwerp van langsconstructies wordt Plaxis 2D gebruikt. Voor de bepaling van de freatische lijn, stijghoogtes, gradiënten en kweldebieten is PlaxFlow gebruikt.

4.5 Aanwezige constructies

Op onderstaande locaties zijn langsconstructies aanwezig:

Sectie	Van DD	Tot DD	Locatie	Functie	Adres	Locatie
1	133+70	134+20	buitenkruin	Erosiescherm	Waaldijk 7	1
3,4,5	139+20	147A+50	binnenteen	Pipingscherm	Bemmelsedijk, Fort Lent	A
6	162A	166+80	buitenteen	Waterkerend (kwel?)scherm	Oosterhoutsedijk	B
8	184	186	binnenkruin	Stabiliteitsscherm	Parkbos	2
10	192	194	binnenteen	Kwelscherm	Waaldijk	3
12	209+50	210	buitenkruin	Erosiescherm	Waaldijk 39	4
12	214+50	215	buitenkruin	Erosiescherm	Waaldijk 37	5
13	224+20	225	buitenkruin	Erosiescherm	Waaldijk 27, 28	6
14	241+50	243+50	buitenteen	Kleikist	Waaldijk	C
14	250	252	buitendijs	Kleikist	Waaldijk	D
16	270+20	271+50	binnenkruin	Stabiliteitsscherm	Waaldijk 6	7
16	276	278	buitenteen	Kleikist	Waalbandijk	E



Deze langsconstructies hebben de volgende eigenschappen:

Sectie	Van DD	Tot DD	Trajectlengte [m]	Lengte [m]	Hoogte [mNAP]	Type	Dikte [mm]
1	133+70	134+20	47	96	156	PAZ4670	78
3,4,5	139+20	147A+50		90	110	AZ26-700N	
6	162A	166+80		20		CB-wand, HDPE	800
8	184	186	186	119	146	KL-S (koud)	87
10	192	194	207	32	100	CB-wand	
12	209+50	210	61	109	146	KL-S (koud)	88
12	214+50	215	49	108	144	KL-S (koud)	88
13	224+20	225	77	106	144	KL-S (koud)	88
14	241+50	243+50		1,5		Kleikist	
14	250	252		1,5		Kleikist	
16	270+20	271+50	127	89	135	AZ18	93
16	276	278		1,5		Kleikist	

Naast harde constructies zijn er op diverse locaties langs en in de dijk kleikisten, zandscheggen, harde bekleding en door mensen aangebrachte kleiafdekkingen aanwezig. Deze zijn aangegeven in ontwerptekeningen van de in de jaren '90 uitgevoerde dijkversterkingen [11].

4.6 Probabilistisch ontwerpen

In [14] [16] wordt de overweging genoemd om met betrekking tot macrostabiliteit probabilistisch te ontwerpen in plaats van semi-probabilistisch. Er wordt semi-probabilistisch ontworpen, tenzij blijkt dat na het doorvoeren van alle nog voorziene optimalisaties een te ingrijpend dijkversterkingsontwerp resteert of te ingrijpende andere maatregelen aan NWO's nodig zijn. In dat laatste geval is in overleg met het waterschap overgegaan tot probabilistisch ontwerpen. De volgende zaken zijn tot nu toe probabilistisch beschouwd:

- Headcuterosie door overslag [45].
- Veiligheid bij grootschalige, bestaande leidingkruisingen [51][52].
- De kans op overstrooming door buitenwaartse instabiliteit [50].
- Buitenwaartse stabiliteit voor overige functies van de dijk (is nog in uitwerking).
- Stabiliteit bij ontgrondingskuilen bij groepen bomen vlak achter de dijk [49].

4.7 Reststerktebenadering

Bij diverse ontwerpaspecten wordt een reststerktebenadering toegepast. Voorbeelden zijn:

- Reststerkte van klei onder grasbekleding op het buitentalud.
- Reststerkte van de bekleding van het binnentalud bij grote overslag.
- Het accepteren van glijvlakken aan de binnenzijde die niet door de kruin gaan.
- Het accepteren van zandmeevoerende wellen die niet leiden tot een pipe die langer is dan 50% van de beschikbare kwelweglengte.
- Het accepteren van een verhoogde kans op buitenwaartse instabiliteit, omdat een volgend hoog water nog enige tijd uitblijft.

- Restprofielbenadering bij langsconstructies.

De beïnvloeding van de reststerktebenaderingen op andere faalmechanismen vergt een integrale beschouwing. Relevante gekoppelde faalmechanismen zijn:

- Nadelige invloed van erosie buitentalud op stabiliteit buitentalud. Dit is meegenomen bij de bepaling van de freatische lijn bij val na hoog water.
- Een kettingreactie als een leiding in de dijk bezwijkt door een afschuiving. Dit wordt meegenomen bij de inpassing van kabels en leidingen.
- Invloed van pipe onder voorland op buitenwaartse macrostabiliteit. Dit is meegenomen in het innovatief voorlandonderzoek.
- Headcuterosie bij significante golfoverslag na het optreden van een kleinschalige afschuiving in het binnentalud. Dit faalspoor wordt beschouwd bij de uitwerking van ontwerpen op basis van een overslagdebiet van 10 l/m/s en mogelijk opbarsten van het achterland.

Aangenomen wordt dat de risico's van gekoppelde faalmechanismen hiermee afdoende worden beheerst.

4.8 Normtrajecten en faalkansruimteverdeling

De dijkversterking valt binnen de volgende normtrajecten:

Normtraject	Dijkpalen	Signaleringsnorm (per jaar)	Maximaal toelaatbare overstromingskans (per jaar)	Trajectlengte
43-4	DD134-DD263	1/30.000	1/10.000	25,8 km
43-5	DD263-DD286	1.30.000	1/10.000	22,5 km

De standaard faalkansruimteverdeling is aangehouden. Deze is als volgt:

Type waterkering	Faalmechanisme	Faalkansruimte ω
dijk	overloop en golfoverslag	0,24
	opbarsten en piping	0,24
	macrostabiliteit binnenwaarts	0,04
	beschadiging bekleding en erosie	0,10
kunstwerk	niet sluiten	0,04
	piping	0,02
	constructie falen	0,02
duin	duinafslag	0
overig		0,30

5. GEOMETRISCHE UITGANGSPUNTEN

5.1 Dijkprofielen

Elke 50 m is een dijkprofiel beschouwd. Daaruit is per dijkvak in combinatie met de bodemopbouw het voor stabiliteit maatgevende profiel herleid.

5.2 Kruinbreedte

De kruinbreedte na dijkversterking wordt 7 m [37].

5.3 Kruinhoogte

Waterschap Rivierenland hanteert als uitgangspunt voor de hoogte in dijkversterkingsprojecten een maatgevend overslagdebiet van 10 l/s/m. Onderbouwd mag hier lokaal van afgeweken worden. De vereiste kruinhoogtes zijn deterministisch bepaald voor een overslagcriteria van 10 l/s/m en als terugvaloptie 1 l/s/m voor ontwerpperiodes van 50 jaar en 100 jaar. De vereiste kruinhoogtes zijn door HKV [2] en De Betuwse Waard berekend [20]. De opleverhoogte is de kruinhoogte voor een ontwerpperiode van 50 jaar, vermeerderd met een overhoogte ter compensatie van zettingen. In het versterkingsontwerp wordt deze opleverhoogte gecommuniceerd.

Het kan zijn, dat de kruinhoogte lokaal op dit moment zou voldoen, maar dat deze pas gedurende de ontwerpperiode te laag wordt. Ook in dit geval wordt de dijk als onderdeel van deze dijkversterking nu al op hoogte gebracht, omdat er sowieso werkzaamheden moeten plaatsvinden in de vorm van het aanbrengen van een stabiliteitsberm en/of constructieve damwand.

Bij overgangen naar andere kruinhoogtes wordt een overgangshelling van 1:50 gehanteerd.

De optimalisatiemogelijkheid voor de kruinhoogtebepaling wordt nog verkend door een flauwer buitentalud mee te nemen indien dit als wens volgt uit het ruimtelijk principeprofiel.

De vereiste kruinhoogte is afhankelijk van het overslagcriterium. Een maximum overslagcriterium van 10 l/m/s is toegestaan, mits er aan de binnenzijde van de dijk voorzieningen worden getroffen om het risico van erosie en/of schade en overlast voldoende te beheersen. Als ontwerpoptimalisatie mag bij wijze van uitzondering worden gestuurd op een lager overslagcriterium. Dit gebeurt met name als de hoogteopgave beperkt is. Verhogen van de dijk heeft dan de voorkeur boven maatregelen om de dijk extra overslagbestendig te maken.

Hieronder is per locatie het overslagcriterium aangegeven [37]. Onderscheid is gemaakt tussen maatwerklocaties (cases) en overige locaties.

Locatie	Traject	Overslagcriterium
Case 1: Sprok	133 - 135	10l/m/s
Case 1: Sprok	135 - 138	10l/m/s
Case 1: Sprok	138-139	10l/m/s
Case 2: Vossenpels	139-141	1 l/m/s
Case 3: Buurtschap Lent	162 + 50 (Spoorbrug) - 164	1 l/m/s
Case 3: Buurtschap Lent	164 tot 167	10l/m/s
Case 4: Fort beneden Lent	169+50-179	10l/m/s
Case 5: Oversteek	174-178	10l/m/s
Case 6: Buitenplaats Oosterhout	182-184	10l/m/s
Case 6: Buitenplaats Oosterhout	184-186	10l/m/s
Case 6: Buitenplaats Oosterhout	186-191+50	10l/m/s
Case 7: Ter Gouw	191+50-196+50	10l/m/s
Case 8: Oosterhout	201-203	10l/m/s
Case 8: Oosterhout	203-206	10l/m/s
Case 9: Altena	207+50-209	10l/m/s
Case 9: Altena	209-210+50	10l/m/s
Case 10: Klein Altena	214-215	10l/m/s
Case 10: Klein Altena	215-216	10l/m/s
Case 11: Dijkwoningen Oost	222+50-224	10l/m/s
Case 11: Dijkwoningen Oost	224-225	10l/m/s
Case 12: Entree Slijk Ewijk	226+80-228+50	1 l/m/s
Case 13: Dijkwoningen West	229-236	10l/m/s
Case 14: Waaldijk 13	239	1 l/m/s
Case 15: Loenen	239+50-243	1 l/m/s
Case 15: Loenen	243-249+49	1 l/m/s
Case 15: Loenen	250-253	10l/m/s
Case 15: Loenen	253-257	10l/m/s
Case 15: Loenen	257-260+50	10l/m/s
Case 16: A50	263-264	10l/m/s
Case 17: Waaldijk 6	270-271+50	1 l/m/s
Case 18: Waaldijk 7	264+50-266	10l/m/s
Case 19: Wolferen	281+50-282	10l/m/s
Case 19: Wolferen	282-284	n.t.b.
Case 19: Wolferen	284-286	n.t.b.
Tussenstukken*	overig	10l/m/s
*Op enkele locaties is bestaande dijk nu al dermate hoog dat er geen overslagdebit groter dan 1 l/m/s wordt verwacht. Met het scenario 10 l/m/s hoeft dan geen rekening te worden gehouden.		

DIT WORDT NOG NADER UITGEWERKT.

5.4 Profiel van vrije ruimte

Het profiel van vrije ruimte wordt opgenomen in de ontwerptekeningen [3]. Dit heeft geen invloed op het ontwerp, zelfs als het profiel van vrije ruimte niet inpasbaar is in verband met bebouwing [19]. Het profiel van vrije ruimte kan wel invloed hebben op de wijze van verleggen van kabels en leidingen.

De Memo Profiel van vrije Ruimte en Zonering gaat uitsluitend in op een PvvR bepaling van een grondlichaam en een PvvR bepaling van een type 1 constructie. Het geeft geen methode voor PvvR bepaling voor een type 2 constructie. In afstemming met Waterschap Rivierenland is bepaald, dat het niet de bedoeling is om voor maatwerklocaties (korter dan orde 100m) een aparte PvvR af te leiden. Voor een dergelijk maatwerk geldt het PvvR voor een groter vak. Bij grotere lengtes van de type 2 constructie zou wel een PvvR moeten worden afgeleid. De wijze waarop dient in afstemming met Waterschap Rivierenland gaan plaatsvinden [35].

5.5 Ruimtelijke principe profiel

Vanuit de eerste integrale ontwerpverkenning [18] zijn de volgende ontwerp wensen herleid, die relevant zijn voor het technisch ontwerp:

Bij onvoldoende hoogte: in principe 'vierkante' kruinverhoging (ofwel zonder asverschuiving) zonder aanpassing helling buitentalud. Het principe wijkt af wanneer behoud van de bestaande bekleding nuttig blijkt. Bij maatwerklocaties kan door ruimtegebrek aan één zijde van de dijk onderbouwd tot een asverschuiving worden overgegaan.

Bij onvoldoende binnenwaartse stabiliteit:

- Verflauwing binnentalud tot 1 : 3,2.
- Indien niet stabiel: aanleg berm tot 3,5 m onder de kruin.
- Indien niet stabiel: taludverflauwing: tot maximaal 1 : 3,5.
- Indien niet stabiel: aanleg berm tot maximaal 3 m onder de kruin.
- Indien niet stabiel: maatwerkoplossing.

Overige wensen voor grondoplossingen:

- Bermafschot: 1 : 20.
- Hoogte binnenberm: maximaal 1,5 m of anders zo laag mogelijk binnen de beschikbare ruimte.
- Bermtalud: 1 : 10, of anders zo flauw mogelijk binnen de beschikbare ruimte. Dit zou op sommige trajecten ook buiten de VKA-ruimtereservering kunnen worden gerealiseerd.
- Constructieve oplossing als het niet mogelijk is om de afstand tussen de nieuwe berm en een gebouw groter te houden dan 10 m.
- Constructieve oplossing als het niet mogelijk is om de afstand tussen de nieuwe berm en een markante boom of landschappelijke grens groter te houden dan 1,5 m.

Bij onvoldoende buitenwaartse stabiliteit:

- Lage berm, maximaal 1,5 m hoog.
- Taludverflauwing: tot maximaal 1 : 3,5.

Er wordt aangenomen dat de buitenwaartse stabiliteit voldoende is bij een talud van 1 : 3.

Wensen vanuit ruimtelijke kwaliteit kunnen leiden tot een economisch minder voordelig ontwerp. Uitgangspunt in dit project is dat er sober en doelmatig wordt ontworpen. Dit wordt aangetoond in een separaat document [43].

5.6 Autonome bodemdaling

Er wordt geen rekening gehouden met een bodemdaling, omdat deze aantoonbaar verwaarloosbaar is (besloten op 24 april 2019).

6. HYDRAULISCHE EN GEOHYDROLOGISCHE UITGANGSPUNTEN

6.1 Rivierpeil

De waterstanden bij de norm zijn door HKV berekend [1]:

Dijkvak	Van	Tot	Buitenwaterstand [m + NAP] 2075	Buitenwaterstand [m + NAP] 2125
1	DD133+020	DD135+050	15,90 - 15,76	16,14 - 15,99
2	DD135+050	DD137+075	15,76 - 15,74	15,99 - 15,97
3	DD137+075	DD139+000	15,74 - 15,72	15,97 - 15,95
4	DD139+000	DD141+050	15,72 - 15,67	15,95 - 15,88
5*	DD141+050	DD151A		
6a	DD162+050	DD169+050	15,25 - 15,26	15,49 - 15,49
6b	DD169+050	DD172+000	15,26 - 15,26	15,49 - 15,49
6c	DD172+000	DD175+040	15,26 - 15,21	15,49 - 15,44
7	DD175+040	DD180+000	15,21 - 15,21	15,44 - 15,44
8a	DD180+000	DD182+000	15,21 - 15,21	15,44 - 15,44
8b	DD182+000	DD187+000	15,21 - 15,16	15,44 - 15,39
9	DD187+000	DD191+050	15,16 - 15,17	15,39 - 15,38
10	DD191+050	DD197+075	15,17 - 15,12	15,38 - 15,33
11	DD197+075	DD203+000	15,12 - 15,12	15,33 - 15,33
12a	DD203+000	DD209+040	15,12 - 14,91	15,33 - 15,14
12b	DD209+040	DD217+000	14,91 - 14,76	15,14 - 14,99
13a	DD217+000	DD224+000	14,76 - 14,62	14,99 - 14,83
13ab	DD224+000	DD227+000	14,62 - 14,55	14,83 - 14,79
13b	DD227+000	DD234+000	14,55 - 14,46	14,79 - 14,69
13bc	DD234+000	DD241+000	14,46 - 14,35	14,69 - 14,59
14a	DD241+000	DD247+050	14,35 - 14,36	14,59 - 14,59
14b	DD247+050	DD252+000	14,36 - 14,26	14,59 - 14,49
15a	DD252+000	DD256+080	14,26 - 14,15	14,49 - 14,39
15b	DD256+080	DD263+025	14,15 - 14,02	14,39 - 14,23
16a	DD263+025	DD271+050	14,02 - 13,91	14,23 - 14,14
16b	DD271+050	DD279+000	13,91 - 13,85	14,14 - 14,09
17	DD279+000	DD286+020	13,85 - 13,76	14,09 - 13,99
*Dit traject valt buiten de scope.				

Bij val na hoog water wordt uitgegaan van een 4,5 m lager rivierpeil.

6.2 Freatische lijn

Aangenomen wordt dat de gemiddelde grondwaterstand onder dagelijkse omstandigheden op 2 m onder maaiveld ligt bij het voorland en het achterland. Onder het dijklichaam wordt deze geïnterpoleerd met één meter opbolling.

De freatische lijn tijdens hoog water wordt geschematiseerd conform de basisspecificatie Dijken, die is gebaseerd op de vuistregels uit het Technisch Rapport Waterspanningen. Aangenomen wordt dat deze van toepassing is voor een overslagdebiet van 1 l/m/s of lager. Voor hogere overslagdebieten wordt uitgegaan van een volledig verzadigd dijklichaam.

Het grondwaterpeil in het achterland wordt tijdens hoog water gelijk verondersteld aan maaiveld. Dit uitgangspunt is gebaseerd op waarnemingen van hoogwaters die eens in de 2 à 5 jaar voorkomen, waarin dit door kwel al het geval is. Open waterpeilen bij binnendijkse waterpartijen worden gelijk verondersteld aan het omliggende maaiveld.

Voor de schematisatie van de freatische lijn tijdens val na hoog water wordt hier de veilige aanpak gehanteerd zoals vastgesteld door De Betuwse Waard. De aangescherpte algemene werkwijze van Waterschap Rivierenland [26] wordt voor de dijk Wolferen - Sprok onvoldoende robouust geacht op basis van modelberekeningen en doorlatenheidspoeven.

6.3 Stijghoogtes zandlagen

De stijghoogte in het watervoerend pakket onder dagelijkse omstandigheden en bij val na hoog water wordt in dwarsrichting horizontaal verondersteld en met de volgende formule berekend[28]:

$$\text{NAP } -0.0096 \text{ [dijkpaal]} + 8,8 \text{ m [28]}$$

De stijghoogtes in de watervoerende zandlagen tijdens hoog water worden gebaseerd op gemeten waarden, vermeerderd met een extrapolatie van het gemeten respons plus een onzekerheidsmarge met aan de binnenteen als maximum de grenspotentiaal (besloten op 20 maart 2019). Dit leidt tijdens hoog water tot de volgende stijghoogtes [40]:

Locatie	Stijghoogte t.o.v. rivierpeil in [m + NAP]
Voorland	100%
Buitentalud	95%
Kruin	95%
Binnenteen	90% (maximaal grenspotentiaal)
Achterland	80% (maximaal grenspotentiaal)

6.4 Fictief intredepunt stijghoogte

Onderstaande aanpak geldt voor macrostabiliteit. Het verloop van de stijghoogte in het watervoerend pakket wordt in macrostabiliteitsanalyses geschematiseerd als een lineair verloop vanaf een (fictief) intredepunt tot aan het uittredepunt.

Het intredepunt wordt bepaald op basis van deklaagdikte volgens historisch en uit te voeren grondonderzoek in combinatie met een doorlatendheid K (isotroop) van 0,1 m/d. De effectieve lengte wordt bepaald conform de methode SH Piping Bijlage E. 0,1 m/d is een hoge doorlatendheid, representatief voor fijn zand of zeer gestructureerde klei, en kan als conservatieve waarde worden gezien voor klei. Deze waarde van 0,1 m/d is geverifieerd op basis van peilbuisanalyses waaruit de weerstand (/doorlatendheid) wordt afgeleid [33][34].

Voor kleine afgesloten (niet in open verbinding met de rivier) waterpartijen (<30 breed) in het voorland is de weerstand bepaald op dezelfde wijze, op basis van boringen langs de oevers[33].

Voor grote afgesloten (niet in open verbinding met de rivier) waterpartijen (>30 m breed) in het voorland. Hier is de effectieve weerstand per plas afgeleid vanuit monitoring van het waterpeil en de stijghoogte in het onderliggende watervoerend pakket. De afgeleide weerstand bij de kolken is 0 - 30 dagen.

Voor waterpartijen die onder dagelijkse omstandigheden in open verbinding staan met de rivier wordt aangenomen dat geen weerstand van betekenis aanwezig is.

Er wordt geen aparte veiligheidstoets toegepast op de hierboven genoemde waarden: dit wordt verdisconteerd door een afwijking in de voorlandweerstand mee te nemen als scenario bij het vaststellen van de schematiseringsfactoren voor macrostabiliteit.

6.5 Indringingslengte

Het waterspanningsverloop tussen de freatische lijn en het watervoerende pakket is lineair aangenomen voor de situatie zonder significante overslag. Er is geen indringingslengte gehanteerd, omdat de deklaag een beperkte dikte heeft.

Op basis van de PlaxFlow analyse uit [49] is er voor gekozen om bij de situatie met significante overslag de eerste anderhalve meter in de kruin hydrostatische te laten verlopen waarna over een hoogte van 2m een verloop plaatsvindt naar de waterspanningen zoals aanwezig zouden zijn bij hoog water zonder overslag.

7. GEOTECHNISCHE UITGANGSPUNTEN

7.1 Grondsoorten en parameters

Op basis van het aanvullend grondonderzoek is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld, waarin de grondsoorten zijn ingedeeld volgens de indeling uit de Proevenverzameling Waal 2018 [44].

7.2 Bodemopbouw

In de berekeningen wordt dezelfde laagopbouw aangehouden als in het geotechnisch lengteprofiel. Als een dijktraject wordt beschouwd dan wordt de maatgevende laagopbouw uit dit traject meegenomen in de berekening.

De onderkant van de deklaag onder het achterland wordt horizontaal aangenomen, omdat anders mogelijk een te gunstige uitkomst uit de UpliftVan-berekening komt. Dit is een puur modelmatig issue [3].

7.3 Volumieke gewichten en sterkteparameters

Op basis van aanvullend laboratoriumonderzoek zijn de volumieke gewichten van klei [44]. Het volumiek gewicht ophoogklei is iets hoger aangenomen, omdat dijksmateriaal structureel zwaar blijkt te zijn. Dit resulteert in de volgende aangepaste grondparametertabel:

Grondsoort	φ_{kar} [graden] bij eindrek 25%	Volumiek gewicht [kN/m ³]	S 25% rek	m
Dijksmateriaal	30,0	18,79	0,34	0,87
<14 klei sterk organisch	31,3	12,69	0,22	0,94
14 – 16 klei siltig humeus	25,5	15,32	0,21	0,87
16 – 17,5 Klei siltig	28,7	16,89	0,25	0,86
> 17,5 Klei siltig, zandig	29,7	18,79	0,28	0,85
Ophoogklei	27,0	17,50	-	-
Zand Holoceen	33,2	18,0/20,0	-	-
Zand Pleistoceen	33,2	19,0/21,0	-	-
Ophoogzand	33,5*	17,0/19,0	-	-
*In Ontwerploep 2 is nog gerekend met een iets conservatievere waarde van 33,2° die was bepaald met een anders uitgevoerde statistische analyse.				

De dilatantiehoek is gelijk aan 0 gesteld in verband met non-associatief gedrag. Door het gebruik van grotere rekken dan voor de introductie van het CSSM-model voor waterkeringen wordt verondersteld dat er geen volumeverandering optreedt tijdens maximale rek. Dit wordt ook wel non-associatief gedrag genoemd.

In [8] is het verschil tussen droog en verzadigd volumiek gewicht van zand en stortsteen als 1 kN/m³ aangehouden. Dit is fysisch onjuist, uitgaande van een gangbare porositeit van 40%. Het volgende wordt aangepast:

- Volumiek gewicht Echteld zand: 18 kN/m³ (droog) en 20 kN/m³ (nat).
- Volumiek gewicht pleistoceen zand en stortsteen: 19 kN/m³ (droog) en 21 kN/m³ (nat).
(besloten op 20 maart 2019)

De sterkteparameters uit de proevenverzameling zijn tweede helft 2019 door Waterschap Rivierenland naar boven worden bijgesteld op basis van een maatwerkbepaling per proef van de critical state sterkte in plaats van de huidige aanname dat de critical state sterkte bij eindrek moet worden afgelezen [21]. Dit vormt een wijziging van de uitgangspunten die volgens enkele verkennende berekeningen voor WOS nauwelijks leiden tot een hogere stabiliteitsfactor, omdat door de relatief lage grondwaterstand en de ondiepe ligging van de zandlagen gedraineerde parameters bepalend zijn. Daarom is voor WOS niet de aangepaste proevenverzameling gehanteerd.

Op basis van aanvullend laboratoriumonderzoek is de karakteristieke hoek van inwendige wrijving van natuurlijk afgezet zand aangepast naar 33,2 graden [44].

De POP's tijdens dagelijkse omstandigheden zijn per locatie bepaald aan de hand van de samendrukkingsproeven, die in het kader van het aanvullend grondonderzoek worden uitgevoerd [11][44]. De ondergrens van de POP wordt herleid uit de Gemiddeld Laagste Grondwaterstand die uit het model MORIA volgt [23].

	Laag 1	Laag 2	Laag 3	Laag 4	Laag 5
	Klei, siltig, zandig	Klei, siltig	Klei, siltig, humeus	Klei, sterk organisch	Dijks materiaal
POP DD136-DD205 (kN/m ²)	33	15 ^a	15 ^a	15 ^a	19 ^b
POP DD205-DD240 (kN/m ²)	26	20	15 ^a	15 ^a	7 ^a
POP DD240-DD284 (kN/m ²)	48	33	15 ^a	15 ^a	19 ^b
^a Default waarden bepaald aan de hand van NEN-EN 1997-2 Eurocode 7 tabel 2b.					
^b In traject 1 en 3 wordt gerekend met een karakteristieke waarde voor dijksmateriaal van 19 kN/m ²					

Er mag in het ontwerp een voorschot worden genomen op de toename van de POP na oplevering van de dijkversterking. Dit betreft alleen de toename van korrelspanningen als gevolg van het effect van lage waterstanden. Dit dient te worden gerelateerd aan de in de Waterwet gedefinieerde overgangsperiode van 4 jaar na oplevering [21]. In het dijkontwerp is dit positieve effect nog niet meegenomen, omdat er nog geen gedragen methode bestaat om dit te kwantificeren.

7.4 D₇₀

Dataset

Op basis van aanvullend grondonderzoek en analyse [11] is de D₇₀ geverifieerd. De D₇₀ wordt beoordeeld op ruimtelijke trends, en, indien nodig, onderverdeeld in lokale (deel)verzamelingen.

Rekenwaarde

De lage karakteristieke schatting van de D₇₀ voor toepassing in ontwerpberekeningen is bepaald op basis van een lognormale verdeling in combinatie met een laag gemiddelde schatting, e.e.a. conform vergelijken 2.3 t/m 2.5 van [SH Macrostabieliteit]. Deze bedraagt [44]:

300 µm (DD265-288);

347 µm (DD173-265);

510 µm (DD133-173).

7.5 Doorlatendheid

Dataset

Op basis van aanvullend grondonderzoek [11] (HPT-(A)MPT sonderingen) is de doorlatendheid geverifieerd. Het resultaat van de analyse is beschreven in de uitwerking van de HPT-(A)MPT sonderingen [12]. De doorlatendheid van de deklaag in het voor- en het achterland is afgeleid in de peilbuisanalyse van WSRL. Hierin is voor het gehele beheersgebied een inschatting gemaakt.

Karakteristieke waarde

De hoge karakteristieke schatting van de Kh voor toepassing in ontwerpberekeningen wordt bepaald op basis van een lognormale verdeling in combinatie met een hoge schatting van het laaggemiddelde voor de transformatie en dieptevariaties, e.e.a. conform vergelijkingen 2.3 t/m 2.5 van [SH Macrostabieliteit]. In de afleiding van de karakteristieke waarde(n) wordt rekening gehouden met

- Verschillen tussen formaties
- Variatie in de HPT-doorlatendheidstransformatie $Q/P - K (\sigma_t)$
- Variatie in doorlatendheid in de verticaal van het pakket (σ_v)
- Variatie in doorlatendheid tussen onderzoekspunten (σ_r)

De karakteristieke waarde van de horizontale doorlatendheid per locatie en per formatie is weergegeven in Tabel 7-1.

De lage karakteristieke schatting van de Anisotropie voor toepassing in ontwerpberekeningen wordt bepaald op basis van een lognormale verdeling in combinatie met een lage schatting van het laaggemiddelde, e.e.a. conform vergelijkingen 2.3 t/m 2.5 van [SH Macrostabieliteit]. In de afleiding van de karakteristieke waarde wordt rekening gehouden met

- Verschillen tussen formaties
- Variatie in anisotropie tussen onderzoekspunten zowel ruimtelijk als verticaal (σ_r)

De karakteristieke en gemiddelde waarde van de anisotropie per locatie en per formatie is weergegeven in Tabel 7-1.

Tabel 7-1: Overzicht doorlatendheden voor piping watervoerend pakket

Formatie	Gemiddelde horizontale doorlatendheid [m/d]	Karakteristieke horizontale doorlatendheid [m/d]	Gemiddelde anisotropiewaarde [-]	Karakteristieke anisotropiewaarde [-]
KRz – DD130 – DD260	58	86	3,7	2,7
KRz – DD267 – DD285	80	147	3,7	2,7
WAz1	21	41	3,7	2,7
WAz2	27	73	3,7	2,7

In [13] is een analyse opgesteld naar de weerstand van het voor- en achterland. Hieruit blijkt dat de weerstand van het voorland varieert. Er is geen karakteristieke waarde afgeleid waardoor ervoor is gekozen om de onzekerheid te verwerken in de schematiseringsfactor. De piping analyses zijn gemaakt met een doorlatendheid van het voorland van 0,5 m/d en van het achterland van 0,1 m/d.

Rekenwaarde

De beschreven geometrie, bodemopbouw en doorlatendheden vormen direct de input voor de numerieke analyse met D Geo Flow. Met D Geo Flow is de kritieke kwelweglengte bepaald. Het is niet nodig om een rekenwaarde af te leiden.

D-Geo Flow 1.0 betreft een beta versie die niet is vrijgegeven voor gebruik in projecten. Het heeft echter de voorkeur een zo realistisch mogelijk beeld te krijgen van de versterkingsscope: om deze reden wordt D-Geo Flow toegepast, waarbij Deltares verzocht wordt reviews op de berekeningen en analyses uit te voeren (besloten op 20 maart 2019).

Er wordt geen aparte veiligheidstoets toegepast op de hierboven genoemde waarden: dit wordt verdisconteerd door een afwijking in de laagopbouw mee te nemen als scenario bij het vaststellen van de schematiseringsfactor voor piping.

7.6 Gebiedseigen grond

De toepasbaarheid van gebiedseigen grond wordt onderzocht door ook ophoogmateriaal te beschouwen met minder gunstige parameters, die volgen uit aanvullend grondonderzoek op regionaal aanwezige grond. Voorwaarde is dat er wordt gecompenseerd voor het minder

gunstige grondgedrag, bijvoorbeeld door bij materiaal dat kan inklinken overhoogte toe te passen of bij minder zwaar materiaal bredere bermen toe te passen [14].

7.7 Voorland (piping)

Eventueel aanwezige voorlanden worden gebruikelijk maximaal tot 2x de dijkzatebreedte meegenomen bij de bepaling van de horizontale kwelweglengte, tenzij er dicht bij de dijk een intredepunt is vastgesteld. Door het onderzoek naar deze maximering in de Innovatie voorland piping is hiervoor een alternatieve berekening toegepast met D Geo Flow. Het voorland is hierin niet gemaximeerd. Om aan te tonen dat het profiel een veilig ontwerp oplevert is met D Geo Flow de kritieke pipelengte berekend. Inclusief (extra) veiligheidsfactoren dient deze niet buitendijks te raken.

8. PIPING

In OL3 wordt ontworpen met D Geo Flow. De in dit hoofdstuk afgeleide parameters en uitgangspunten zijn hierop van toepassing. Een afwijkende analysemethode benodigd niet zonder meer dezelfde uitgangspunten.

8.1 Faalkanseis bij doorsnedeniveau

De faalkanseis op doorsnedeniveau is afhankelijk van de norm, de faalkansruimte en de lengte-effectfactor. De lengte-effectfactor is gelijk aan $1+0,9*L/300$, waarin L de trajectlengte is. Dit komt neer op $N = 78,4$ voor traject 43-3 en $N = 68,5$ voor traject 43-5. Voor de faalkansruimte is 0,24 aangenomen conform het Ontwerpinstrumentarium 2014 versie 4.

Traject	$P_{eis, norm}$ per jaar	β_{max} per jaar	Trajectlengte [m]	N	Faalkansruimte	$P_{eis, dsn}$ per jaar	$\beta_{eis, dsn}$ per jaar
43-4	1/10.000	3,72	25.800	78,4	0,24	$3,06*10^{-7}$	4,99
43-5	1/10.000	3,72	22.500	68,5	0,24	$3,50*10^{-7}$	4,96

8.2 Voorlanden

Eventueel aanwezige voorlanden worden meegenomen bij de bepaling van de horizontale kwelweglengte, tenzij er dicht bij de dijk een intredepunt is vastgesteld. Een dergelijk intredepunt is in D Geo Flow gemodelleerd zonder weerstand tenzij uit de analyse naar de kolkweerstand blijkt dat er een weerstand aanwezig is. Het voorland wordt meegenomen tot de lijn waarbij de daadwerkelijke gemeten deklaagdikte dunner dan 50 cm wordt. De deklaagdikte is gebaseerd op archiefgegevens en aanvullend grondonderzoek (EM-metingen, handboringen en peilbuisresponsmetingen).

8.3 Parameters ontwerploop 3

Er worden piping analyses uitgevoerd middels D Geo Flow. De volgende parameters worden gehanteerd voor de analyses:

Parameter	Conservatief	Bron
Schadefactor	1,33	Ol2014v4
Schematiseringsfactor	1,03 (waterniveau op opbarstlocatie staat vast) 1,05 (waterniveau op opbarstlocatie is onzeker)	Pipinganalyse [41]
Verval	Var.	Buitenwaterstand: conform TUN. Binnenwaterstand: buitengebied gelijk aan maaiveld, bebouwde kom of wiel gelijk aan polderpeil.
Voorlandlengte/ Intredepunt	Var.	Afhankelijk van EM-onderzoek. Kv 0,5 m/d Bij diepe putten is het intredepunt langs de oeverlijn gekozen.
Korrelgrootte D70 (karakteristieke waarde)	300 μm (DD265-288) 347 μm (DD173-265) 510 μm (DD133-173)	Korrelverdelingen [44]
Doorlatendheid zand K	85 -145 m/dag	Karakteristieke waarde HPT-AMPT-sonderingen [33].

Zandlaagdikte D	Max. 25 m	O.k. F. Waalre als o.k. watervoerend pakket. Geoptimaliseerd o.b.v. lokaal grondonderzoek.
Meerlaagsheid *	Ca. 18 m	HPT-AMPT-sonderingen [33].
Anisotropie *	2,7	HPT-AMPT-sonderingen [33].
Veiligheidsfactor DGeoFlow	1,2x waterhoogte 1,5x kwelweglengte	Door Deltares is aangegeven dat bij het meenemen van anisotropie en meerlaagsheid niet met DGeoFlow mag worden gerekend. In ontwerploop 2 is dit toch gedaan, omdat de invloed van beide fenomenen beperkt is en onzekerheden worden afgedekt door de schematiseringsfactor [Besluit 11 oktober 2019].
Weerstand plassen	0 - 30 dagen	Responsmetingen bij plassen [33].
Weerstand deklaag achterland	0,3 x deklaagdikte	Ol2014v4 [32].
Doorlatendheid voorland	0,5 m/d	[13]
Doorlatendheid achterland	0,1 m/d	[13]

8.4 Pipinggevoelige lagen

Tussenzandlagen dunner dan 1,5 m, die geen contact maken met de pleistocene zandlaag, worden niet pipinggevoelig geacht, omdat:

- deze normaal gesproken niet doorlopen onder zowel voorland, dijk en achterland.
- deze een groot verval kunnen opnemen voordat in deze zandlagen een pipe zou kunnen ontwikkelen.

8.5 Ontwerpmaatregelen

Vanuit het VKA is geen ruimte voor een pipingberm beschikbaar, anders dan de ruimtereservering voor macrostabiliteit. Er wordt daarom in ontwerploop 3, net als OL1 en OL2, voor piping uitsluitend ontworpen voor compacte piping maatregelen.

8.6 Beslisboom

Er is invulling gegeven aan de beslisboom piping door de beslissende parameters voor piping te optimaliseren. Een prioritering op basis van mogelijke optimalisaties en ontwikkelingen in de (nabije) toekomst is niet nodig omdat geen bepalende (positieve) veranderingen verwacht worden.

9. ONTWERPMAATREGEL HEAVESCHERMEN

Het samengestelde faalmechanisme STPH begint met het opbarsten van en heave in een eventuele deklaag in het achterland. Dit blijkt niet maatgevend en treedt in het gehele gebied op. Vervolgens gaat een pipe in buitendijkse richting groeien. Dit is berekend met D Geo Flow in piping. De compacte ontwerpmaatregel met heaveschermen gaat uit van het principe van heave. Hierbij is opbarsten en heave in de deklaag en piping onder de deklaag tot aan het heavescherm al opgetreden.

Het ontwerp van de heaveschermen wordt gedaan in Plaxis 2D Flow. De beschreven parameters en uitgangspunten zijn van toepassing op deze ontwerpmethode.

9.1 Doorlatendheid

De doorlatendheid van de ondergrond wijkt af van de pipingberekeningen. Dit komt doordat de horizontale doorlatendheid en anisotropie niet in iedere formatie en binnen de gehele formatie op dezelfde manier maatgevend is. Een hoge anisotropie resulteert bijvoorbeeld enerzijds in een lagere druk door instroom maar anderzijds tot een hogere druk door relatief weinig uitstroom. Om toch een veilig ontwerp te kunnen maken is daarom gerekend met gemiddelde doorlatendheden en is in de schematiseringsfactor de meest ongunstige samenstelling van doorlatendheden (ook binnen de formaties) toegepast.

9.2 Verhang

Doordat opbarsten, heave en piping in en onder de deklaag tot aan het scherm al hebben plaatsgevonden voordat het heavescherm zijn werk doet is rekening gehouden met de effecten van deze mechanismen. Opbarsten van de deklaag resulteert namelijk in een reductie van de stijghoogte in het watervoerend pakket. Dit is voor het ontwerp van heaveschermen zeer gunstig, maar door het 3D effect onvoldoende veilig. Door het 3D effect is een piping naar het scherm gegroeid waarna evenwijdig aan het scherm de weg van de minste weerstand wordt gezocht. Op enige afstand van de opbarstlocatie, waar (net) geen opbarsten heeft plaatsgevonden is daardoor wel piping, maar geen stijghoogteverlagende werking van opbarsten. In de berekeningen met Plaxis 2D Flow is dit gemodelleerd door binnendijs het grenspotential onder de deklaag toe te passen. Bovenin het heavescherm wordt maaiveldpotential aangenomen. Er wordt om rekening te houden met uitspoeling geen rekening gehouden met eventuele weerstand van de deklaag en de pipe.

Het verhang dat optreedt langs het heavescherm is het gemiddelde verhang tussen het maaiveldpotential bovenin het heavescherm en het berekende potential uit de Plaxis 2D Flow analyse aan de onderkant van het heavescherm.

9.3 Kritiek verhang

Het kritiek verhang is afgeleid uit lokaal grondonderzoek. Hiervoor is de porositeit van het zand berekend door de relatieve dichtheid uit sonderingen te correleren aan laboratoriumproeven naar de dichtheid. De kritieke heavegradient bedraagt 0,85.

9.4 Parameters ontwerploop 3

Er worden heave analyses uitgevoerd middels Plaxis 2D Flow. De volgende parameters worden gehanteerd voor de analyses:

Parameter	Conservatief	Bron
Schadefactor	1,33	OI2014v4
Schematiseringsfactor	Smal voorland (orde 30 m), scherm in oksel: 1,05 met sloot scenario 1,03 zonder sloot scenario Smal voorland, scherm in teen: 1,07 met sloot scenario 1,06 zonder sloot scenario Breed voorland (orde 100 m): 1,14 met sloot scenario 1,05 zonder sloot scenario	
Verval	Var.	
Doorlatendheid zand K	Gemiddelde waarden Kreftenheye: 58 m/d (DD130-266) 80 m/d (DD266-288) Waalre: 21 m/d	HPT-AMPT-sonderingen [33].
Zandlaagdikte D	Max. 25 m	O.k. F. Waalre als o.k. watervoerend pakket. Geoptimaliseerd o.b.v. lokaal grondonderzoek.
Meerlaagsheid *	Ca. 18 m	HPT-AMPT-sonderingen [33].
Anisotropie *	3,7	HPT-AMPT-sonderingen [33].
Weerstand plassen	0 - 30 dagen	Responsmetingen bij plassen [33].
Weerstand deklaag achterland	0	
Doorlatendheid voorland	0,5 m/d	[13]
Doorlatendheid achterland	0,1 m/d	[13]

10. ONTWERPMAATREGEL FILTERS EN ONTLASTCONSTRUCTIES

Er wordt geen ontlastconstructie (grindkoffer) in de deklaag in het achterland toegepast. Deze is overwogen om opbarsten van de deklaag te voorkomen. Opbarsten van de deklaag kan namelijk achtereenvolgens leiden tot een afschuiving, schade aan de binnenbekleding en headcuterosie. Uit een Deskundigen Oordeel Toets op Maat [45] volgt dat de kans op dit faalpad ook zonder ontlastconstructie klein genoeg wordt geacht.

Er wordt ook geen teendrainage toegepast. Het doel van een teendrainage zou de ontwatering van een zandscheg of zandkoffer zijn. Aangezien deze onderdelen niet in de dijk komen, is ook geen teendrainage nodig.

Bij barrièrewerking door langsconstructies kan een drainage worden gerealiseerd om de beïnvloeding van de grondwaterstanden te minimaliseren. Dit wordt in het uitvoeringsontwerp nader uitgewerkt.

11. MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS

11.1 Vakindeling

De volgende vakindeling wordt gehanteerd bij de het ontwerp op macrostabiliteit binnenwaarts:

Dijkvak	Van	Tot
1	DD133+020	DD135+050
2	DD135+050	DD137+075
3	DD137+075	DD139+000
4	DD139+000	DD141+050
5*	DD141+050	DD151A
6a	DD162+050	DD169+050
6b	DD169+050	DD172+000
6c	DD172+000	DD175+040
7	DD175+040	DD180+000
8a	DD180+000	DD182+000
8b	DD182+000	DD187+000
9	DD187+000	DD191+050
10	DD191+050	DD197+075
11	DD197+075	DD203+000
12a	DD203+000	DD209+040
12b	DD209+040	DD217+000
13a	DD217+000	DD224+000
13ab	DD224+000	DD227+000
13b	DD227+000	DD234+000
13bc	DD234+000	DD241+000
14a	DD241+000	DD247+050
14b	DD247+050	DD252+000
15a	DD252+000	DD256+080
15b	DD256+080	DD263+025
16a	DD263+025	DD271+050
16b	DD271+050	DD279+000
17	DD279+000	DD286+020

Dijkvak 5 is een tussenvak, dat buiten de scope van de dijkversterking valt.

11.2 Benodigde stabiliteitsfactor

Voor het bepalen van de benodigde stabiliteitsfactor voor binnenwaartse stabiliteit zijn de volgende partiële veiligheidsfactoren gehanteerd:

Materiaalfactor

De materiaalfactor is gelijk aan 1,00.

Modelfactor

De modelfactor is 1,06, omdat het UpliftVan-model wordt toegepast.

Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor is 1,05 bij een overslagdebiet van maximaal 1 l/m/s. Bij een groter overslagdebiet is de schematiseringsfactor gelijk aan 1,10, omdat onzekerheden in dit scenario een grotere invloed hebben op de berekende stabiliteitsfactor [38].

Schadefactor

De faalkanseis op doorsnedeniveau wordt als volgt afgeleid:

Traject	Peis, norm per jaar	$\beta_{\max}$ per jaar	Trajectlengte [m]	N	Faalkansruimte	Peis, dsn per jaar	$\beta_{\text{eis, dsn}}$ per jaar
43-4	1/10.000	3,72	25.800	18,0	0,04	$2,22 \cdot 10^{-7}$	5,05
43-5	1/10.000	3,72	22.500	15,9	0,04	$2,52 \cdot 10^{-7}$	5,02

Deze faalkanseisen kunnen worden omgerekend naar een schadefactor van 1,167 voor traject 43-4 en 1,164 voor traject 43-5.

Stabiliteitseis

Bovenstaande partiële veiligheidsfactoren leiden tot de volgende vereiste stabiliteitsfactoren voor binnenwaartse stabiliteit:

Traject	Dijk secties	Overslag debiet [l/m/s]	Materiaal factor	Model factor	Schematiserings factor	Schade factor	Stabiliteits eis
43-4	1 t/m 15	1	1,00	1,06	1,05	1,167	1,30
		10	1,00	1,06	1,10	0,88	1,03
43-5	16 en 17	1	1,00	1,06	1,05	1,164	1,30
		10	1,00	1,06	1,10	0,88	1,03

Bij 10 l/m/s overslag wordt gerekend met gereduceerde stabiliteitseisen conform het KPR factsheet “Werkwijze Macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag”.

11.3 Pre-overburden pressure (POP) tijdens maatgevende omstandigheden

De POP's tijdens huidige omstandigheden worden bepaald door analyse van samendrukkingsproeven.

De POP tijdens maatgevende omstandigheden wordt per locatie berekend door de dan aanwezige waterspanningen te relateren aan de gemiddeld laagste grondwaterstanden en stijghoogtes [3][26][29]. Aangenomen wordt dat de gemiddeld laagste grondwaterstand op 2,2 m onder maaiveld ligt bij het voorland en het achterland. Onder het dijklichaam wordt deze geïnterpoleerd met één meter opbolling. Daarbij wordt de stijghoogte in het watervoerend pakket met de volgende formule berekend[28]:

NAP -0.0096 [dijkpaal] + 8,8 m [28]

De ontwikkeling van de POP door grondwaterstandsveranderingen en grondverzet wordt berekend in D-Stability door de volgende fases te onderscheiden:

1. Basisschematisatie. Huidige dijk met dagelijkse grondwaterstand. De ligging van de grondwaterstand bepaalt de ligging van gedraineerde en ongedraineerde kleilagen. Deze verandert hierna niet meer. In de ongedraineerd reagerende grondlagen worden de POP's ingevuld conform de proevenverzameling. Hieruit worden in de software de grensspanningen berekend.
2. Huidige dijk met gemiddeld lage grondwaterstand. Door de lagere grondwaterstand neemt de grensspanning toe.
3. Versterkte dijk met dagelijkse grondwaterstanden. Het aanbrengen van versterkingsmateriaal kan leiden tot een hogere grensspanning. Hiervoor dient de grondoplossing een minimale omvang te hebben.
4. Versterkte dijk met gemiddeld lage grondwaterstand. Door de lagere grondwaterstand neemt de grensspanning toe.
5. Versterkte dijk met hoog water, waarbij wordt gezocht naar diepe glijvlakken. Door het hoog water neemt de POP toe.
6. Versterkte dijk met hoog water, waarbij wordt gezocht naar ondiepe glijvlakken. Door het hoog water neemt de POP toe.
7. Versterkte dijk met hoog water en verzadigd dijkprofiel, waarbij wordt gezocht naar diepe glijvlakken. Hierbij is uitgegaan van een zodanig grote overslag, dat het dijkprofiel volledig verzadigd is. Hierdoor neemt de POP nog verder toe.
8. Versterkte dijk met hoog water en verzadigd dijkprofiel, waarbij wordt gezocht naar ondiepe glijvlakken.

In D-Stability wordt de freatische lijn niet lager geschematiseerd dan de bovenkant van het watervoerende pakket, omdat er anders modelmatige fouten optreden.

11.4 Gedraineerd of ongedraineerd

Het onderscheid tussen gedraineerd en ongedraineerd gedrag wordt gerelateerd aan de dagelijkse grondwaterstand. Deze is aangenomen op 2 m onder maaiveld bij het voorland en achterland. Onder het dijklichaam wordt deze geïnterpoleerd, waarbij een opbolling van 1 m wordt aangehouden [28]. In kleilagen onder de dagelijkse grondwaterstand wordt ongedraineerd gedrag verondersteld. Alle andere grondlagen worden ongedraineerd

verondersteld [26]. Als de grondwaterstand tijdelijk anders is dan de dagelijkse grondwaterstand, dan heeft dit geen invloed op de grens tussen zich gedraineerd en ongedraineerd gedragende klei.

11.5 Opbarsten

Voor macrostabiliteit wordt opbarsten gecontroleerd door de totaalspanning aan de onderzijde van de deklaag te vergelijken met de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag. In de totaalspanning wordt de dikte van de deklaag vermenigvuldigd met de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag. In de totaalspanning wordt de dikte van de deklaag vermenigvuldigd met het soortelijke gewicht van de deklaag. Voor de opwaartse waterdruk wordt een waterdruk gelijk aan de buitenwaterstand aangehouden. Als grens voor opbarsten wordt een veiligheidsfactor van 1,2 gehanteerd.

Voor situaties met opbarsten (opbarstfactor $< 1,2$) heeft het opbarstgebied een breedte van 3x de deklaag conform de basisspecificatie dijken. In de deklaag in deze zone wordt geen sterkte toegekend. De stijghoogte vanaf het opbarstgebied wordt gereduceerd tot de grenspotentiaal, mits deze lager is dan de aanwezige stijghoogte. De grenspotentiaal is de stijghoogte die precies tot een opbarstfactor van 1,0 leidt.

11.6 Verkeersbelasting

Er is rekening gehouden met een verkeersbelasting op de kruin van de dijk van 13 kPa over een breedte van 2,5 met een belastingspreidingshoek van 26 graden. De verkeersbelasting staat op 0,5 m van de kruinlijn. In afwijking met [3] wordt in slecht doorlatende lagen onder de grondwaterstand tijdens verkeersbelasting gerekend met een aanpassingspercentage/consolidatiegraad van 10%. Dit is een waarde die generiek wordt gehanteerd binnen Waterschap Rivierenland (besloten op 10 april 2019). In overige grondlagen wordt 100% aangehouden. In situaties met 10 l/m/s overslagdebiet of meer wordt de verkeersbelasting weggelaten, omdat de dijk dan in de praktijk niet toegankelijk zal zijn voor verkeer.

11.7 Zettingen

Het effect van samendrukking van grondlagen op de stabiliteit wordt meegenomen (besloten op 20 maart 2019).

11.8 Pipegroei (interactie macrostabiliteit met piping mechanisme)

Inherent aan de theorie van Sellmeijer is de ontwikkeling van een pipe onder de dijkzate. In principe leidt dit tot een lokale verzwakking van de schuifsterkte (ongunstig), maar tevens tot een reductie van de waterspanningen (gunstig). Er wordt in het ontwerp geen rekening gehouden met deze verzwakking. Enerzijds zijn de pipes namelijk relatief smal (decimeters breedte), en daarnaast is het meenemen van deze interactie niet in de gangbare ontwerpmethoden opgenomen (besloten op 20 maart 2019).

11.9 Relevante glijcirkels

Bij een overslagdebiet van maximaal 1 l/m/s worden alleen glijvlakken beschouwd die de door de bovenste helft van het binnentalud of de kruin insnijden, omdat er anders volgens het WBI een zodanig groot restprofiel overblijft dat er geen overstroming zal dijkfalen zal optreden. Er wordt geen volledige restbreedtemethode toegepast. Bij grotere overslagdebieten worden alle glijvlakken beschouwd, omdat kleine glijvlakken door de grote golfoverslag kunnen leiden tot progressief falen door headcuterosie. Kleine glijvlakken door een combinatie van opbarsten van het achterland en significante golfoverslag kunnen weliswaar leiden tot headcuterosie, maar zullen niet leiden tot een grote kans op falen door binnenwaartse macro-instabiliteit[45].

11.10 Overig

Binnenwaartse macrostabiliteit bij extreme neerslag wordt niet als maatgevend verondersteld.

12. MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS

Besloten is dat buitentaluds van 1 : 3 zonder berm voldoende stabiel zijn [37]. De waterkerende veiligheid is technisch onderbouwd met een probabilistische analyse [54]. Er wordt nog onderzocht in hoeverre de buitenwaartse stabiliteit voldoet aan de Eurocode. Nieuwe taluds worden met deze helling van 1 : 3 aangelegd. Als er lokaal op steilere taluds wordt uitgekomen dan is een maatwerk analyse vereist.

DIT WORDT NOG NADER UITGEWERKT.

Er is rekening gehouden met een verkeersbelasting op de kruin van de dijk van 13 kPa over een breedte van 2,5 met een belastingspreidingshoek van 26 graden. De verkeersbelasting staat op 0,5 m van de kruinlijn. In afwijking met [3] wordt in slecht doorlatende lagen onder de grondwaterstand tijdens verkeersbelasting gerekend met een aanpassingspercentage/consolidatiegraad van 10%. Dit is een waarde die generiek wordt gehanteerd binnen Waterschap Rivierenland (besloten op 10 april 2019). In overige grondlagen wordt 100% aangehouden.

13. MACROSTABILITEIT VOORLAND

Het voorland dient weerstand te bieden tegen de faalmechanismen zettingsvloeiing, afschuiving en golfafslag conform WBI2017 [6]. De risico's van zettingsvloeiing en afschuiving voorland worden beschouwd voor alle buitendijks aanwezige waterpartijen.

14. MICROSTABILITEIT

Microstabiliteit dient te voldoen aan de regels van de eenvoudige toets van WBI2017 [6].

Bij een golfoverslag van meer dan 1 l/m/s is golfoverslag maatgevend voor de dimensionering van het binnenbeloop en hoeft micro-instabiliteit niet te worden beschouwd.

Aan de kleibekleding wordt conform de WBI-richtlijnen een cohesie toegekend in tegenstelling tot de macrostabiliteitsanalyses waarin conform dezelfde WBI-richtlijnen niet met cohesie mag worden gerekend [besluit 17 juli 2019].

De kern van het dijklichaam bestaat over de gehele lengte uit klei. Micro-instabiliteit kan in de bestaande situatie daardoor worden uitgesloten. Op veel locaties is bij de vorige dijkversterking toch een zandkoffer aangebracht ter voorkoming van micro-instabiliteit [27]. Deze voorziening zal bij deze dijkversterking echter worden verwijderd, omdat deze niet effectief is bij dijken waarbij significante overslag wordt toegestaan. Bovendien wordt op basis van de huidige inzichten een zandkoffer niet noodzakelijk geacht ter voorkoming van micro-instabiliteit.

15. MATERIALISATIE

15.1 Zachte bekleding en materialisatie

Het ontwerp van de zachte bekleding en de materialisatie van de dijk is uitgewerkt in [47].

In bijlage 1 is de wijze van materialisatie weergegeven voor dijken met een overslagcriterium tussen 1 en 10 l/m/s. Volgens Waterschap Rivierenland komt deze figuur overeen met de inzichten die zijn opgedaan bij de Dijkversterkingen Gorinchem - Waardenburg en Tiel - Waardenburg. Dit betreft een principeddoorsnede voor de situatie zonder langsconstructies met een verholten leeflaag en een landschappelijke aanheling. De maatvoering en materialisatie is grotendeels gebaseerd op de memo bekledingen van WSRL, de notitie medegebruik en de review hierop. Deze zijn weer gebaseerd op onderliggende leidraden. Op basis van recente onderzoeken zijn sommige eisen uit genoemde bronnen bijgesteld. De verschillende onderdelen uit het principe dwarsprofiel kunnen als volgt worden toegelicht:

Grasmat

De grasmat moet worden beheerd als gesloten graszode. In principe kan ook met een open graszode worden volstaan, maar dan kan er bij beschadigingen een tekort aan sterkte kan zijn, afhankelijk van lokale omstandigheden. Bij een gegarandeerd gesloten zode zou de grasmat een groter overslagdebiet dan 10 l/m/s aankunnen, maar dan zouden ook andere fenomenen opnieuw moeten worden gecontroleerd (verzadiging dijk, macrostabiliteit, geconcentreerde stroming bij belendingen, wateroverlast, headcuterosie, erosiekuilen achter damwanden, etc.).

Substraat

Het substraat moet bestaan uit schrale klei, om voldoende sterkte te garanderen in deze toplaag. Schrale klei is categorie 3 klei met een vloeigrens lager dan 40%.

Het lutumgehalte in de bestaande substraatlaag moet tussen 10 en 25% liggen. Als hier niet aan wordt voldaan, dan mag door bijmenging van grond het lutumgehalte worden aangepast. Als er een volledig nieuwe substraatlaag wordt aangevoerd, dan blijven de eisen uit het Beheer- en onderhoudsplan van kracht, ofwel een lutumgehalte tussen 20 en 25%.

De eis, dat het lutumgehalte in de bestaande substraatlaag tussen 10 en 25% moet liggen, is flexibeler dan vermeld in het Beheer- en onderhoudsplan, waarin staat dat deze tussen de 20 en 25% moet liggen. De bovengrens van 25% mag dus niet worden overschreden, omdat de klei anders te zwaar wordt. Dan kan er geen goede doorworteling meer plaatsvinden. Van de ondergrens van 20% mag wel worden afgeweken. Een lager lutumgehalte dan 20% betekent dat de klei minder erosiebestendig en minder waterdicht is. De lagere erosiebestendigheid wordt echter gecompenseerd door de wortels van het gras. De lagere waterdichtheid is niet zo erg, omdat er onder de substraat een waterdichte onderlaag aanwezig is.

Als de bestaande toplaag apart wordt gelegd en hergebruikt, dan moet het lutumgehalte hierin steekproefsgewijs worden getest. De substraat op het binnentalud is plaatselijk mogelijk te licht. Als de bestaande substraat te licht is (lutumgehalte kleiner dan 10%), dan mag deze niet direct worden hergebruikt. De substraat kan dan wel worden gemengd met zwaardere klei om wel aan de eisen te voldoen. Als andersom het lutumgehalte lokaal te hoog is, dan kan schralere klei worden verkregen door bijmenging van zand.

Op het buitentalud, onder de $T = 1/10$ jaar-lijn, wordt geen substraat toegepast, omdat hier geen goede grasmat kan worden gegarandeerd door inwerking van golfoploop. Om hiervoor te compenseren zijn onder dit niveau extra eisen gesteld aan de klei-onderlaag.

Het substraat mag niet 'te zeer verdicht' zijn ten behoeve van de ontwikkeling van de grasmat. Standaard wordt hiertoe de bovenste laag klei opengemaakt met een eg. Vervolgens vindt (lichte) verdichting plaats door de toplaag een aantal keer aan te sporen met een bulldozer. Het aantal keer is afhankelijk van de vochtigheid van de klei en wordt doorgaans bepaald door de machinist van de bulldozer. Om te voorkomen dat machinisten de verdichting verkeerd inschatten, wordt door de dijkbeheerder de gewenste aanpak nog naar een proceseis of een technische eis vertaald.

Een zorgvuldige aansluiting van het substraat aan de dijk wordt verkregen door de onderlaag op te ruwen.

Dijkweg

De dijkweg, inclusief de op- en afritten moet ten behoeve van de overslagbestendigheid een gesloten verharding hebben. Dit betekent dat asfalt of beton volstaat, maar een klinkerverharding niet, tenzij maatregelen zijn genomen om wegspoelen van klinkers te voorkomen.

Aan weerszijden van de weg wordt een strook van 0,6 m grasbetontegels aangebracht. De doorlopende kleibekleding moet hierop aansluiten. De doorgroeistenen langs de dijkweg dienen ten behoeve van de overslagbestendigheid minimaal 0,12 m dik te zijn. Doorgroeistenen zijn doorgaans overslagbestendiger dan klinkers, omdat deze via de graswortels in ondergrond zijn verankerd. Naast de doorgroeistenen ligt minimaal 0,7 m grasbekleding op een kleionderlaag. Deze eisen vervallen als het Gastvrije Waaldijk-ontwerp wordt toegepast.

Ten behoeve van de overslagbestendigheid worden loskorrelige delen van de wegfundering ingepakt in een geotextiel ($O_{90} < 200 \mu\text{m}$). Uitzondering vormt de situatie waarbij de huidige weg tijdens de dijkversterking volledig onaangeroerd blijft. De verwachting van de beheerder is dat reeds aanwezige wegfunderingen (veelal hydraulisch gebonden hoogovenslakken) bestaan uit gecementeerd / vastgekoekt materiaal, dat al voldoende overslagbestendig is.

Bekleding buitentalud

Als het bestaande buitentalud wordt gehandhaafd, dan volstaat een 1 m dikke laag categorie 2 klei. Dit heeft immers net als categorie 1 klei een zandgehalte lager dan 40%. Dit zandgehalte is van belang als naar de reststerkte door golfafslag wordt gekeken. De kleibekleding hoeft niet uit te wiggen naar 1,5 m, omdat er sprake is van een kleikern. Bij een kleikern is er immers geen risico op opbarsten van de kleibekleding door wateroverdruk in de kern. Deze verdikking zou verder nodig zijn om voldoende breedte te hebben om uitspoeling van klei door afslag te voorkomen. De onderzijde wordt immers frequenter en langduriger door golven belast. Door de aanwezigheid van een kleikern is er overal voldoende dikte.

Bij buitendijkse aanvulling met nieuwe grond wordt wel geadviseerd om minimaal 1 m erosie categorie 1 klei toe te passen (met een vloeigrens groter dan 45%), omdat deze kleicategorie volgens erosietesten het meest doelmatig is ter bescherming tegen erosie. Aanvullend gelden de volgende eisen vanuit Waterschap Rivierenland, gebaseerd op diverse leidraden:

- Het organisch stofgehalte moet kleiner zijn dan 4%.
- Het lutumgehalte moet tussen 20 en 35% liggen.

Een zorgvuldige aansluiting van nieuwe grond op het bestaande dijkprofiel wordt gerealiseerd door een trapprofiel aan te brengen met inkepingen van circa 0,5 m over de laagdikte van de ophoogslagen van circa 0,3 m. Er is sprake van een buitendijkse aanvulling bij het behoud van huidige buitentalud met ongeschikte klei, een buitenwaartse asverschuiving, een vierkante versterking met kruinverhoging of een taludaanheling bij en lokale wegverbreding.

Als er sprake is van bestaande erosie categorie 3 klei in een te handhaven deel van de bekleding op het buitentalud, dan moet dit dus in principe worden vervangen door erosie categorie 1 klei. Als het gaat om een dijkstrekking met een beperkte lengte, dan kan worden overwogen om een maatwerkbeschuiving te doen om te onderbouwen dat de erosie categorie 3 klei toch kan blijven zitten. In dat geval moet een bovengrensbepaling worden uitgevoerd van het afslagprofiel, waarbij ook de kwaliteit van de klei in de kern wordt beschouwd. Vervolgens kan met een faalpadanalyse worden beoordeeld, of deze situatie nog voldoende veilig is.

Beheerstrook buitenteen

De 1 m dikke onderlaag in het buitentalud moet tot 4 m voorbij de buitenteen te worden doorgetrokken. Deze kleilaag is doorgaans al aanwezig.

Bekleding binnentalud

De kleilaag op het binnentalud zal bij WOS als geheel worden vervangen, omdat de dijk aan de binnenzijde wordt verbreed en omdat de kwaliteit van de bestaande kleilaag onvoldoende kan worden gegarandeerd. Zelfs als uit grondonderzoek volgt dat er erosie categorie 2 klei

aanwezig is, dan moet deze laag worden ontgraven. Dit is omdat op basis van boringen niet kan worden uitgesloten, dat er lokaal zandinsluitingen e.d. in de bekleding zitten, die kunnen leiden tot versneld bezwijken van de bekleding bij overslag. Dit is mede gebaseerd op negatieve ervaringen bij overslagproeven bij de Hollandse IJsseldijk in 2018, waarbij op het oog goede kleibekledingen toch zeer erosiegevoelig bleken door vanuit het maaiveld onzichtbare zwakke plekken (zand). De ontgraven klei wordt elders in het talud en de berm hergebruikt (zie bijlage 1). De wijze waarop dit gebeurt, wordt nog nader uitgewerkt in een grondstromenplan.

Er is minimaal 0,8 m klei nodig op het binnentalud (0,3 m substraat + 0,5 m onderlaag) in verband met in de hand houden van dier graverijen. Indien er bij de aanleg van de nieuwe binnenbekleding zand wordt aangetroffen in het binnentalud, dan dient dit te worden verwijderd. In dit zand zou zich bij hoog water met overslag immers water kunnen ophopen. Als de waterdruk hierdoor te hoog oploopt, dan zou de kleilaag op het binnentalud kunnen worden opgedrukt. Om dit te voorkomen, dient zand tot maximaal 2 m, loodrecht op het talud gemeten, onder het te realiseren maaiveld te worden ontgraven. Als door middel van boringen is aangetoond, dat onder een bepaald niveau geen zand aanwezig is, dan hoeft niet dieper te worden ontgraven.

De klei in de onderlaag in het binnentalud moet van erosiecategorie 2 zijn. Redenen zijn:

- Er blijkt dat de weerstand van deze laag tegen headcuterosie bij overslag relevant is. Categorie 2 klei erodeert aanzienlijk minder snel dan categorie 3 klei, doordat het een lager zandgehalte heeft dan 40%. Bij categorie 3 klei is het zandgehalte veelal hoger.
- In de stabiliteitsberekeningen is een sterkte van 5 kPa aan deze laag toegekend. Dit is lastig haalbaar met zandige klei, zoals bijvoorbeeld blijkt uit tabel 2b van NEN 9997-1. Categorie 2 heeft een maximaal zandgehalte van 40%.
- In de stabiliteitsberekeningen bij overslag is ervan uitgegaan dat de invloed van overslaand water op de waterspanningen in de dijk beperkt is: alleen in de bovenste halve meter wordt uitgegaan van een hydrostatisch verloop en daarna wordt dit geleidelijk afgebouwd. Dit stelt eisen aan de waterdoorlatendheid en maximale structuurvorming in de klei. Erosiecategorie 2 klei is significant minder gevoelig voor structuurvorming dan categorie 3 klei en daardoor minder waterdoorlatend.

Aanvullend gelden vanuit Waterschap Rivierenland de volgende eisen aan de onderlaag in de bekleding van het binnentalud, gebaseerd op diverse leidraden:

- Het organisch stofgehalte moet kleiner zijn dan 4%.
- Het lutumgehalte moet tussen 20 en 35% liggen.

De ligging van de nu aanwezige zandinsluitingen en de kwaliteit van de nu aanwezige klei is steekproefsgewijs inzichtelijk uit boringen in het binnentalud. Er is dus onzekerheid over de precieze ligging en omvang.. Tijdens uitvoering zullen in het veld de exacte ontgravingsdieptes en hergebruiksmogelijkheden moeten worden bepaald. Hiervoor moet nog een ontgravingsprotocol worden opgesteld.

Beheerstrook binnenberm

In de binnenberm wordt tot 6 m achter de oksel een kleikist aangebracht om erosie door overslaand, schietend, water, dat onderaan het talud haar grootste snelheid bereikt, te beperken. Achter de teen van de berm wordt geen kleikist toegepast, omdat het water daar een veel kleinere valsnelheid heeft. De kleikist wordt net als de klei in de onderlaag van het binnentalud uitgevoerd met categorie 2 klei.

Binnen WOS is besloten, dat bij toepassing van een constructief scherm in het binnentalud kan worden volstaan met een 4 m brede kleibekleding achter de teen in plaats van 6 m. Dit is ingegeven uit ruimtegebrek, maar ook vanuit het feit dat een constructief scherm extra veiligheid geeft tegen doorgaande erosie. Voor de aanleg van zo'n "kleikist" zal eerst een cunet moeten worden gegraven. Als er achter een constructief scherm minder dan 4 m ruimte beschikbaar is, dan wordt de kleibekleding als geheel weggelaten en wordt bij de dimensionering van de damwand rekening gehouden met een erosiekuil.

Materialisatie binnenberm

In de binnenberm achter de 6 m brede kleikist kan categorie 3 klei of ophoogzand worden toegepast. Qua erosiebestendigheid gelden er geen eisen aan dit materiaal. Klei moet minimaal van erosiecategorie 3 zijn, zodat kleien met een te hoog organisch stofgehalte, een te hoog kalkgehalte of anderzijds ongewenste bijmengingen worden uitgesloten. Zand moet minimaal te voldoen aan de RAW-eisen voor ophoogzand. Waarschijnlijk kan zand uit de af te graven zandscheg grotendeels worden hergebruikt in de binnenberm.

Leeflaag

Medegebruik is mogelijk vanaf 5 m achter de oksel van de dijk, mits er een eventuele leeflaag van 0,5 m dikte wordt toegepast die bij het specifieke type medegebruik past. De samenstelling van de leeflaag is afhankelijk van het gebruik (boomgaard of grasland met groot vee).

In bijlage 1 is de veelvoorkomende situatie getekend met een verholen of verzonken leeflaag van 0,5 m. Een verholen leeflaag is een leeflaag waarvan de bovenkant is afgewerkt op bermniveau. Dit wordt gedaan om de ruimtelijke kwaliteit te verbeteren, want anders zou er in langsrichting een 0,5 m hoge 'sprong' in bermhoogte zichtbaar zijn. De consequentie is dat er in de stabiliteitsberekening moet worden gerekend met een getrapte berm, want de positieve invloed van de verholen leeflaag op de binnenwaartse stabiliteit mag niet worden meegerekend. De dikte van de leeflaag kan wijzigen door veranderend medegebruik. Daarbij is het van belang dat het minimaal in het kader van de waterveiligheid vereiste profiel in stand blijft, dat er geen abrupte hoogteverschillen ontstaan in de berm en dat deze een afschot blijft houden van 1 : 20.

In geval van medegebruik met bomen wordt er voorgeschreven dat de kroonprojectie van nieuwe bomen op de binnenberm of in het achterland op minimaal 7 m van het knikpunt in

het talud moet liggen. Dit is gebaseerd op de breedte van de met substraat afgedekte kleikist (6 m) plus een marge voor het feit dat de wortelzone groter kan zijn dan de kroonprojectie (1 m). Indien de afstand van 7 m niet gewenst is, bij bijvoorbeeld waardevolle bestaande bomen, dan dient ofwel de kruin verhoogd te worden, ofwel een (innovatieve) oplossing te worden gezocht om de erosiebestendigheid van de toplaag rond de boom te borgen, bijvoorbeeld middels structuurmatten.

Als er bij realisatie van de berm nog geen afspraken zijn gemaakt over het type medegebruik, dan wordt er geen leeflaag aangebracht en wordt de gehele berm afgewerkt met gras op een substraatlaag.

Landschappelijke aanheling

De landschappelijke aanheling betreft de verflauwing van het minimaal benodigde 1 : 3 bermtalud naar een 1 : 10 bermtalud ten behoeve van de ruimtelijke kwaliteit. Voor de eisen aan de samenstelling van de grond in de landschappelijke aanheling wordt verwezen naar bovenstaande beschrijvingen van de materialisatie leeflaag.

Kernmateriaal

Het kernmateriaal van de dijk, dat volgens het grondonderzoek uit categorie 1 of 2 klei bestaat, blijft bij deze dijkversterking grotendeels onaangeroerd. Uitzondering vormen twee locaties bij Wolferen met asverplaatsing. Daar wordt als kernmateriaal categorie 3 klei voorgeschreven. Een voorwaarde hierbij is dat als binnenbekleding onder de 0,3 m dikke substraatlaag 1,7 m categorie 2 klei wordt aangebracht. Dit laatste is nodig om voldoende weerstand te bieden tegen verzadiging en headcuterosie na overslag.

Kleicategorie

Klei mag worden vervangen door een lagere erosiecategorie (hogere erosiebestendigheid) als dit qua uitvoering voordelen heeft. Als categorie 3 klei is voorgeschreven, dan mag dus ook categorie 1 of 2 klei worden gebruikt. Als categorie 2 klei is voorgeschreven, dan mag dus ook categorie 1 worden gebruikt.

De toepasbaarheid van gebiedseigen grond wordt onderzocht door ook bekledingsmateriaal te beschouwen met minder gunstige parameters, die volgen uit aanvullend grondonderzoek op regionaal aanwezige grond. Voorwaarde is dat er wordt gecompenseerd voor het minder gunstige grondgedrag [14].

15.2 Harde bekleding

Het ontwerp van de harde bekleding van de dijk is uitgewerkt in [54].

Als bekleding op het buitentalud volstaat in principe een gesloten grasbekleding op klei (zie ook Beoordeling graserosie buitentalud (GEBU), 7 januari 2020). Er zijn echter locaties, aangegeven door de dijkbeheerder, waar door drijfvuil op het talud zich geen goede, gesloten grasbekleding kan ontwikkelen. Op deze locaties ligt in de huidige situatie een harde dijkbekleding (WOS Inventarisatie Bestaande bekleding, De Betuwse Waard, 28

augustus 2019). Het uitgangspunt in het ontwerp is dat harde open bekledingen terugkomen waar deze in de huidige situatie ook aanwezig zijn, omdat hier anders niet geborgd kan worden dat een goede grasmat tot ontwikkeling komt. Daar waar het talud niet wordt verhoogd of aangepast worden bestaande Basaltonbekledingen getoetst en, indien deze voldoen aan de eisen, gehandhaafd. Bij wijziging van het bestaande buitentalud wordt een nieuwe harde bekleding aangebracht.

Net als bij de huidige harde bekledingen ligt de onderkant van nieuwe bekleding 0,5 meter ingegraven beneden de dijkteen. Het horizontale maaiveld en onderhoudspad worden niet verhard, tenzij deze een oever overlaagd met stortsteen betreft. In dit geval dient minimaal een strook van 4 meter breed en helling 1:10 tussen zetsteen en stortsteen te zijn verhard t.b.v. onderhoud. Binnen het traject WOS is dit echter niet van toepassing.

De bovenkant is gelijk aan het NAP-niveau van de bestaande bekleding. Vanaf dit niveau tot aan de kruin wordt het talud bekleed met een gras op klei met erosiebestendigheidsklasse I of II (cat. I of II-klei). De harde bekleding dient bescherming te bieden tegen frequente beschadigingen door drijfvuil. Waterstanden op het grastalud boven de harde bekleding komen zelden voor, waarmee de kans op frequente schade kleiner is. De beheerder heeft aangegeven dat de bestaande hoogte gehandhaafd kan worden, dat deze niet hoger opgetrokken hoeft te worden. Bij het optreden van schade en erosie bij een hogere waterstand zal er voldoende reststerkte aanwezig zijn bij een grasbekleding met gesloten zoden (zie ook Beoordeling graserosie buitentalud (GEBU), 7 januari 2020).

De bekleding ligt op een talud onder helling 1:3 conform het ontwerp van het buitentalud WOS. Bekleding die wordt behouden, of nieuwe bekleding in uitzonderlijke situaties, mag niet steiler liggen dan 1:2,5 i.v.m. de onderhoudbaarheid.

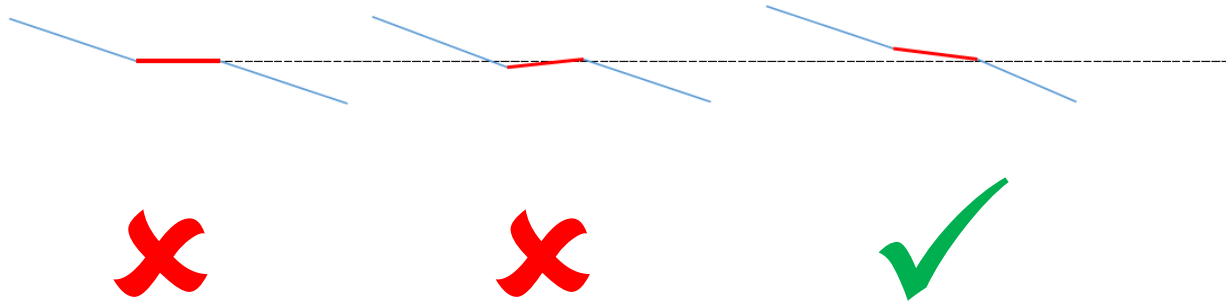
Harde bekleding die nieuw wordt aangebracht, dient bovenlangs en aan de zijkanen een betonnen opsluitband tussen de zetsteen en het gras te hebben. Aan beide zijkanen komt ook een strook van 10 meter breed bestaande uit grasbetontegels van 15 cm dik, conform wensen van de beheerder (Beheer en onderhoudsplan Waterkeringen, 30 januari 2019). Onderlangs is de teen ingegraven en overlaagd met bovengrond.

Gesloten harde bekledingen in het traject zijn dermate beschadigd, gebroken of uitgespoeld, dat door de beheerder gewenst wordt deze te vervangen door een gepaste open harde bekleding.

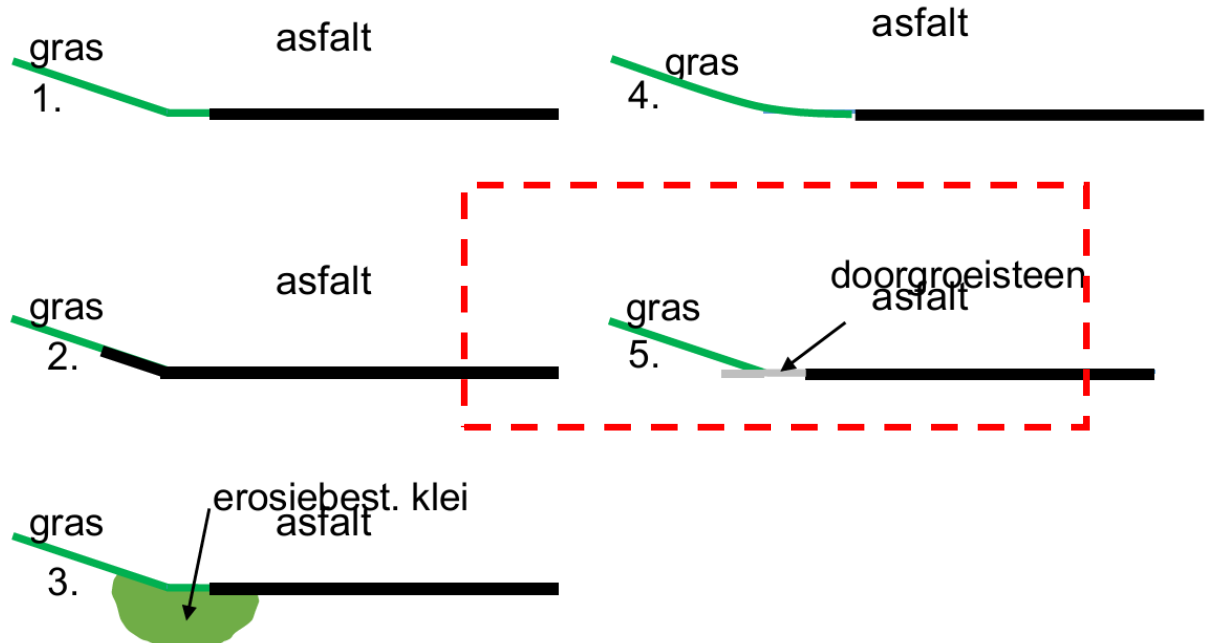
15.3 Opritten

Bij opritten die in langsrichting van de dijk staan, die geen NWO zijn en die bestand moeten zijn tegen significante golfoverslag, geldt:

- De opritten dienen zodanig te worden gedimensioneerd, dat deze na zettingen en klink een afschot hebben van minimaal 1 : 20 haaks op de dijk en afwaterend van de dijk af



- De taluds mogen niet steiler zijn dan in de situatie zonder oprit, tenzij is aangetoond dat dezelfde stabiliteit wordt gehaald.
- Er wordt een gesloten wegverharding toegepast, dus geen klinkers. Tenzij kan worden gegarandeerd dat de klinkers niet makkelijk kunnen wegspoelen.
- De opritten dienen zodanig te worden gedimensioneerd dat er geen erosie optreedt bij de wegranden en bij de holle knik met het binnentalud. In het POV-rapport “Integrale benadering toegestaan golfoverslagdebiet” worden diverse oplossingsmogelijkheden beschreven voor de overgang van een binnentalud naar een parallelle oprit, zie onderstaande figuur. Aanbevolen wordt om bij dijkversterking Wolferen - Sprok voor optie 5 met doorgroeistenen langs de opritverharding te kiezen in de vorm van een minimaal 0,6 m brede strook grasbetontegels. Dit leidt namelijk zowel tot een hogere erosiebestendigheid van de holle knik als tot een robuuste aansluiting tussen de weg en het gras. Voor de volgende situaties is een bredere strook grasbetontegels raadzaam:
 - o Bij binnenbochten naar opritten is een iets bredere strook grasbeton raadzaam (0,8 à 1,2 m) in verband met verkeer dat de bocht afsnijdt.
 - o Bij opritten met fietspaden moet aan weerszijden 1,2 m grasbeton worden toegepast om spoorvorming door onderhoudsmaterieel te voorkomen conform het beheer- en onderhoudsplan.
 - o Bij calamiteitenopritten zonder gesloten verharding dient over 3,6 m breedte grasbeton te worden toegepast om schade aan de grasmat door gemotoriseerd verkeer te voorkomen conform het beheer- en onderhoudsplan.



- Ter voorkoming van micro-instabiliteit, opdrukken van de bekleding en overmatige erosie bij overslag moet boven oorspronkelijk maaiveld sprake zijn van grasbekleding op 2 m klei (0,3 m substraat op 0,5 m categorie II-klei op 1,2 m categorie III-klei). Aan de onderzijde van de oprit is deze lager dan 2 m en kan worden volstaan met klei tot aan het omliggende maaiveldniveau.
- Loskorrelige wegfunderingen moeten overslagbestendig worden ingepakt in een geotextiel-omhulsel.
- Buitendijkse langsopritten wordt stroomafwaarts aangelegd in verband met erosie door rivierstroming.

Bij opritten die haaks op de dijk staan, geldt afwijkend op het bovenstaande:

- De weg hoeft niet onder een afschot te worden aangelegd.
- De taluds van de oprit, die dus haaks staan op de dijk, moeten in principe voldoen aan dezelfde stabiliteitseisen als de waterkering. Dit kan worden gerealiseerd door dezelfde taluds en bermen als de dijk naast de oprit aan te houden.
- Als de bekleding van de eerste circa 5 m van de oprit (vanaf de bovenkant en haaks op de dijk gemeten) in categorie 1 of 2 klei wordt uitgevoerd, dan zal erosie van de onderzijde van oprit bij overslag naar verwachting niet leiden tot erosie van het dijklichaam. Aan de onderzijde van de oprit worden dan geen eisen gesteld [48].

16. STABILITEIT LANGSSTRUCTURIES

Naast de beschreven uitgangspunten voor de binnenwaartse macrostabiliteit zonder constructieve elementen (hoofdstuk 4) zijn voor het ontwerp van de langsconstructies aanvullende uitgangspunten benodigd. De ontwerpberekeningen voor de versterkingsoplossingen met een langsconstructie worden uitgevoerd met het eindig-elementenprogramma Plaxis 2D. De specifieke uitgangspunten voor de Plaxisberekeningen zijn in dit hoofdstuk beschreven.

16.1 Ontwerpaanpak

Vooralsnog worden alleen constructieve langsconstructies beschouwd in de vorm van niet-zelfstandig kerende (dus in combinatie met het grondlichaam) stalen damwanden. De constructieve langsconstructies in de dijk worden ontworpen ten behoeve van het faalmechanisme Macrostabiliteit Binnenwaarts. Deze kunnen daarnaast een rol krijgen als heavescherm, waarbij mogelijk de positie en lengte nog iets moeten worden aangepast. Voor het ontwerp van de langsconstructies wordt gebruik gemaakt van de volgende documenten:

- POVM Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (PPL), versie 1.1 (concept), oktober 2019.
- POVM Publicatie Rekentechnieken, EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE) , versie 1.1 (concept), juli 2019.
- WSRL aanpak ontwerpen van langsconstructies.

Omdat de definitieve versies van de POVM-publicaties nog niet beschikbaar zijn, wordt gebruik gemaakt van de concept versies. De verwachting is echter dat er geen grote wijzigingen meer komen in de ontwerpaanpak.

Door WSRL is een memo opgesteld met betrekking tot de aanpak voor het ontwerp van langsconstructies. Op verschillende punten wordt gemotiveerd afgeweken van de aanpak uit de PPL en PPE. Waar dit het geval is, wordt het verderop in de uitgangspunten aangegeven.

16.2 Fasering

De volgende rekenfasering wordt in Plaxis gebruikt:

- Fase 1a: Initiële fase, geometrie bestaande dijk, dagelijkse waterstand en stijghoogte
- Fase 1b: 0-fase
- Fase 2: Dijkversterking, aanbrengen constructie
- Fase 3: Lange termijn, bodemdaling en zakkende grond op ankers
- Fase 4a: Extreme belasting: WBN en opdrijfpotentiaal aanbrengen
 - Fase 4b: Vervormingstoets
- Fase 4c: Overstap naar SHANSEP parameters
 - Fase 5: Constructieve toets
- Fase 6a: Geotechnische toets
 - Fase 6b: Sterktereductie (ϕ -c-reductie)

In fase 2 wordt de nieuwe dijk opgebouwd. Afhankelijk van gekozen ontwerp oplossing worden in deze fase de nieuwe damwand geplaatst, de dijk opgehoogd en het talud verflauwd. Indien nodig wordt deze fase gesplitst in meerdere fasen met de opeenvolgende stappen voor de opbouw van de nieuwe dijk.

Fase 3 wordt, ondanks het feit dat er niet wordt gerekend met bodemdaling en de wanden veelal onverankerd worden uitgevoerd, wel altijd berekend om de spanningsrotaties in de ondergrond goed te modelleren.

In de WSRL aanpak wijkt de fasering af van de POVM aanpak wat betreft de overstap naar SHANSEP parameters. Om problemen bij gebruik van SHANSEP bij de vervormingstoets (fase 4b) te voorkomen, wordt deze fase uitgevoerd voor de overstap naar SHANSEP parameters (fase 4c), waarbij ongedraineerd gedrag wordt gemodelleerd door gebruik van de 'undrained' optie in Plaxis.

16.3 Partiële factoren

De partiële factoren zijn afgeleid voor de 2 normtrajecten 43-4 (DD134-DD263) en 43-5 (DD263-DD286) binnen de dijkversterking. Voor het ontwerp van de langsconstructies wordt uitgegaan van de standaard faalkansverdeling uit de PPL. Bij onverankerde damwanden wordt de 33% faalkansruimte die beschikbaar komt uit de verankering conform PPL niet benut. De onderstaande faalkansverdeling leidt tot de partiële factoren voor de twee normtrajecten zoals beschreven in tabel 16-1.

- 33% Geotechnisch bezwijken;
- 33% Constructief bezwijken damwand;
- 33% Falen van de verankering.

De schadefactor, modelfactor en materiaalfactoren op de grondsterkte worden in Plaxis verdisconteerd in de sterkteparameters door middel van een 'Design Approach'. De geotechnische stabiliteit wordt in Plaxis getoetst door middel van een sterktereductie, waarbij minimaal de waarde van ΣM_{sf} gelijk aan de schematiseringsfactor voor stabiliteit ($\gamma_{b,GEO}$) behaald dient te worden. De snedekrachten in de constructie en ankerkrachten die in Plaxis berekend worden in fase 5, worden vermenigvuldigd met de schematiseringsfactor ($\gamma_{b,STR}$) en belastingeffectfactoren (γ_{add} of γ_F) voor het verkrijgen van de rekenwaarden. De vervormingen die worden berekend in fase 4b berekend, worden vermenigvuldigd met de modelfactor ($\gamma_{d,vervorming}$) voor het verkrijgen van de rekenwaarden.

Tabel 16-1: Partiële factoren voor ontwerp langsconstructies STBI

Factor		STBI	Toegepast op:	Toegepast op fase:
Schadefactor:				
- Traject 43-4	$\gamma_{n,LC}$	1,20	Sterkteparameters	5 t/m 6b
- Traject 43-5	$\gamma_{n,LC}$	1,19	Sterkteparameters	5 t/m 6b

Modelfactor EEM:				
- Grondsterkte	$\gamma_d;EEM$	1,06	Sterkteparameters	5 t/m 6b
- Grondstijfheid	$\gamma_d;stijfheid$	1,5	Stijfheidsparameters	1 t/m 6b
- Vervorming	$\gamma_d;vervorming$	1,3	Berekende vervormingen	4b
Schematiseringsfactor:				
- Stabiliteit	$\gamma_b;GEO$	1,05	Toetsing sterktereductie	6b
- Krachten in constructie	$\gamma_b;STR$	1,10	Berekende snedekrachten	5
- Ankerkracht	$\gamma_b;A$	1,05	Ankerkracht	5
Belastingeffectfactor stalen damwand:				
- Moment	$\gamma_{add};M$	1,0	Berekende snedekrachten	5
- Normaalkracht	$\gamma_{add};N$	1,0	Berekende snedekrachten	5
- Dwarskracht	$\gamma_{add};V$	1,0	Berekende snedekrachten	5
Belastingeffectfactor verankering:				
- Ankerstaaf, stempel	$\gamma_{F;A;st}$	1,25	Berekende snedekrachten	5
- Groutlichaam	$\gamma_{F;A;gr}$	1,0	Berekende snedekrachten	5
- Ankerschot, gording	$\gamma_{F;A;gording}$	1,1	Berekende snedekrachten	5
Materiaalfactoren:				
-Grondsterkte	γ_m	1,0	Sterkteparameters	5 t/m 6b
- Staal damwand	$\gamma_{m,dw}$	1,0	Berekende snedekrachten	5
- Staal verankering	$\gamma_{m,a}$	1,0 / 1,4 ¹⁾	Berekende ankerkrachten	5

1) Toegepast op vloeispanning / breukspanning

Bij de schematiseringsfactor wordt opgemerkt dat de waarde van 1,05 nog niet is onderbouwd. Om de schematiseringsfactor voor het ontwerp van de langsconstructies af te leiden worden aparte analyses in Plaxis uitgevoerd. Hierbij worden de schematiseringsfactor voor geotechnisch bezwijken ($\gamma_b;GEO$) en voor constructief bezwijken in de constructie ($\gamma_b;STR$) apart bepaald volgens de systematiek uit de TR 'Grondmechanisch Schematiseren van dijken'.

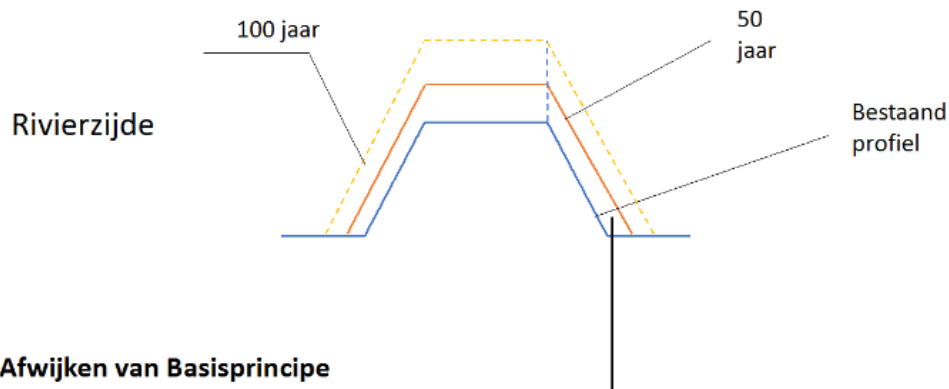
16.4 Levensduur

De dijk wordt aangelegd met een kruinhoogte behorende bij een levensduur van 50 jaar (HBN 2075). De langsconstructies worden echter ontworpen voor een levensduur van 100 jaar in plaats van 50 jaar, omdat constructies lastig uit te breiden of te vervangen zijn. In het ontwerp wordt op de volgende manier rekeningen gehouden met de levensduur:

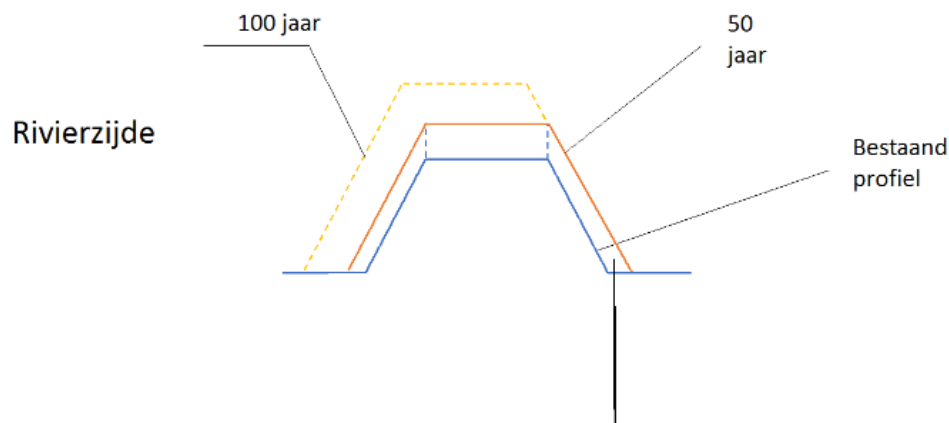
- Voor de kruinhoogte wordt in Plaxis uitgegaan van het HBN voor 2125.
- Er wordt rekening gehouden met de dijkverbreding die nodig is om de over 100 jaar benodigde dijkhoogte te realiseren.
- De constructie wordt ontworpen met als locatie de teen van het ontwerp van het grondlichaam van 50 jaar.
- De volgende versterking is een vierkante versterking van het grondlichaam met ontwerprandvoorwaarden van jaar 2125. Uitgangspunt is een gelijke binnenwaartse en buitenwaartse taludhelling van het ontwerp van het grondlichaam van 50 jaar (zie bovenste doorsnede in onderstaande figuur) [35].

- Nu een keuze voor een damwandconstructie, betekent ook in de toekomst de keuze van een damwand. Dus bijvoorbeeld nu behoud van bebouwing, dan ook in de toekomst behoud van een woning. Wanneer het 100 jaar grondprofiel snijdt met het aanwezige object in het basisprincipe, dan is geldt de onderste doorsnede in onderstaande figuur als basisprincipe voor het ontwerp van de constructie.

Basisprincipe



Afwijken van Basisprincipe



- Een verdere afweging van het ontwerp van het toekomstige benodigd grondlichaam wordt niet gedaan. We houden geen rekening met (aanvullende) effecten voor bijvoorbeeld natuur en rivier.
- Voor de waterstanden wordt in Plaxis uitgegaan van maatgevend hoogwater in 2125.
- Er wordt 100 jaar corrosie van de stalen damwanden in rekening gebracht.

16.5 Sterkte- en stijfheidsparementers

In de Plaxisberekeningen wordt gebruik gemaakt van de volgende materiaalmodellen:

- Hardening Soil (HS): zandlagen en ophoogmaterialen (gedraineerd).
- Soft Soil Creep (SSC): klei- en veenlagen bij gedraineerd gedrag.
- SHANSEP NGI-ADP: klei- en veenlagen bij ongedraineerd gedrag.

In fase 1 t/m 4b wordt voor de klei- en veenlagen gebruik gemaakt van de SSC parameters. Vanaf fase 4c wordt voor deze lagen overgestapt op SHANSEP.

Voor de sterkteparameters en stijfheidsparameters wordt gebruik gemaakt van de parametersets die door WSRL zijn opgesteld (d.d. 23-05-2019). Deze zijn opgenomen in bijlage 2. Op basis van het meest recente laboratoriumonderzoek wordt er voor de parameters in tabel 16-2 afgeweken van deze parametersets.

Tabel 16-2: Aangepast parameters t.o.v. parametersets WSRL o.b.v. labonderzoek

Grondsoort	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	ϕ'_{kar} [°]
Dijksmateriaal	18,79	-
Klei sterk organisch <14 kN/m ³	12,69	-
Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³	15,32	-
Klei siltig 16-17,5 kN/m ³	16,89	-
Klei siltig zandig >17,5 kN/m ³	18,79	-
Ophoogklei	17,50	-
Zand Holocene	-	33,2
Zand Pleistoceen	-	33,2

16.6 Gedraineerd of ongedraineerd

Het onderscheid tussen gedraineerd en ongedraineerd gedrag van grondlagen wordt geschematiseerd zoals elders beschreven. Ongedraineerd gedrag wordt in Plaxis op de volgende manier gemodelleerd:

- In fase 4b met de vervormingstoets wordt gebruik gemaakt van SSC parameters in combinatie met de 'undrained' optie in Plaxis ('ignore undrained behaviour' uitgevinkt).
- In fase 4c t/m 6b wordt gerekend met de ongedraineerde schuifsterkte door middel van het SHANSEP model, in combinatie met de 'undrained optie'.

16.7 Geohydrologie

Voor de geohydrologie wordt gebruik gemaakt van de algemene uitgangspunten (zie hoofdstuk 4) en de uitgangspunten voor Macrostabiel Binnewaarts (zie betreffende hoofdstuk).

Bij een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 10 l/s/m worden voor het ontwerp van de constructie 2 situaties beschouwd, die beide getoetst worden. De fasen 4a t/m 6b worden voor beide situaties doorgerekend.

- Situatie zonder significante overslag met maatgevend hoogwater en onverzadigde dijk;
- Situatie met overslag met significante waterstand en verzadigde dijk.

Als wordt ontworpen op een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1 l/s/m, wordt alleen de situatie zonder overslag en met een onverzadigde dijk beschouwd.

Op de volgende punten wordt in de berekeningen voor de langsconstructies afgeweken van de algemene uitgangspunten:

- De langsconstructies worden ontworpen voor een levensduur van 100 jaar, zodat gerekend wordt met de maatgevende hoogwaterstanden voor het jaar 2125.
- Een volledig tot aan maaiveld verzadigd profiel voor de situatie met overslag kan in Plaxis tot oppervlakkige instabiliteit leiden. Daarom wordt gerekend met een freatische lijn op 10 cm onder maaiveld, tenzij op basis van extra voorzieningen in de dijk met een lagere freatische lijn mag worden gerekend.
- In de situatie met opdrijven of opbarsten van de deklaag in het achterland dient gerekend te worden met de grenspotentiaal. Omdat dit in Plaxis kan leiden tot negatieve spanningen, wordt gerekend met een stijghoogte iets lager dan de grenspotentiaal, zodat er net geen opdrijfsituatie ontstaat. Als bovengrens voor de verticale effectieve spanning in de opdrijfzone wordt een waarde van 1 kN/m^2 aangehouden. Dit wordt gecontroleerd in fase 4a bij het aanbrengen van de extreme belasting en stijghoogte.
- Als de dagelijkse grondwaterstand lager ligt dan de onderkant van de deklaag, kan dit in Plaxis leiden tot negatieve waterspanningen door interpolatie tussen de freatische lijn en de stijghoogte. In dit geval wordt de dagelijkse grondwaterstand gelijk genomen aan het niveau onderkant deklaag.

16.8 Constructies

Voor het ontwerp van de langsconstructies wordt uitgegaan van het toepassen van stalen damwanden (warmgewalste Z-profielen). De keuze voor een specifiek profiel wordt gemaakt op basis van de eisen aan de sterkte en stijfheid van de damwand. In het uitvoeringsontwerp kan het voorgestelde profiel indien gewenst worden vervangen door een gelijkwaardig profiel met eenzelfde buigstijfheid en staalsterkte.

Er wordt zoveel mogelijk uitgegaan van onverankerde damwanden. Indien een verankering benodigd is, worden voor dit geval de specifieke eisen aan de verankering bepaald.

Voor de corrosiesnelheid worden de volgende waarden conform het ENW-advies toegepast voor stalen damwanden:

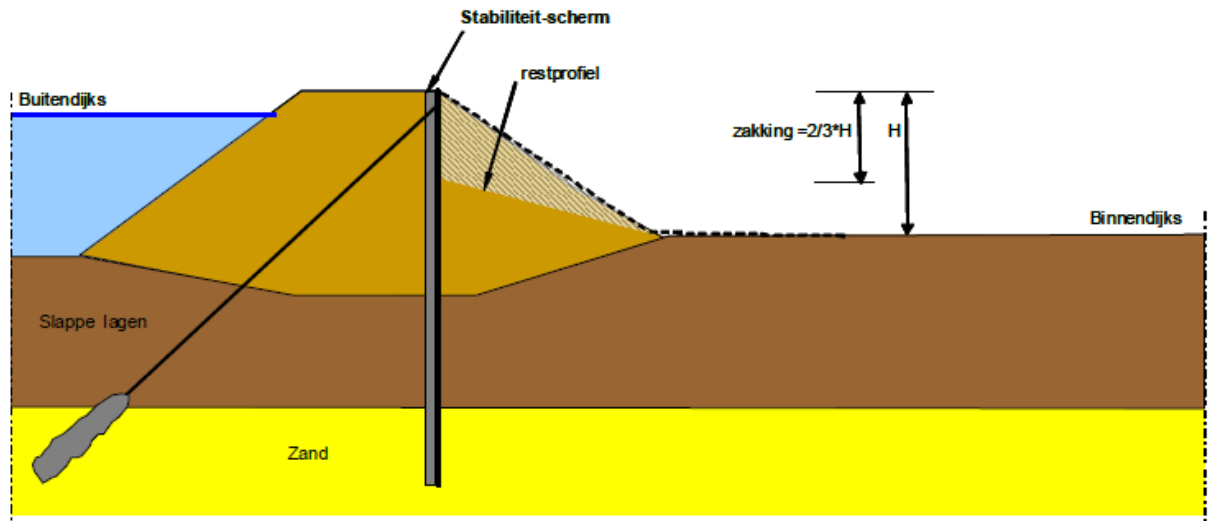
- Zone permanent boven de grondwaterstand: 4,4 mm corrosie (dubbelzijdig) in 100 jaar
- Zone permanent onder de grondwaterstand: 2,4 mm corrosie (dubbelzijdig) in 100 jaar

In Plaxis wordt gerekend met de ongecorrodeerde doorsnede (rekstijfheid EA en buigstijfheid EI) van de damwand. Dit geeft een bovengrens van de krachten in de constructie. De corrosie wordt verrekend bij de toetsing van de staaldoorsnede (zie paragraaf 16.12). Als de vervormingen maatgevend zijn voor het ontwerp, wordt fase 4b met de vervormingstoets in Plaxis ook uitgevoerd met de gecorrodeerde doorsnede.

16.9 Restprofiel

Bij een constructie in de kruin of het talud van de dijk bestaat de mogelijkheid dat er een instabiliteit optreedt van het talud aan de passieve zijde van de constructie bij een lagere veiligheid dan benodigd is om aan de eisen te voldoen. In dit geval dient er in Plaxis rekening

te worden gehouden met een 'restprofiel'. Hierbij wordt uitgegaan van een afgeschoven binnentalud, dat gemodelleerd wordt door middel van een zakking van het maaiveld over $2/3H$, waarbij H de kerende hoogte van de dijk ten opzichte van het achterland is. Dit is geïllustreerd in figuur 16-1.



Figuur 16-1: Schematisering restprofiel

De keuze voor een restprofiel hangt samen met het toelaatbare overslagdebiet. Bij te veel overslag kan het restprofiel verder eroderen en uitspoelen, waardoor de constructie zwaarder belast zou worden. Om dit te voorkomen worden er eisen gesteld aan het maximaal toelaatbare overslagdebiet als een restprofiel optreedt. Aangezien het kernmateriaal van de dijk overal uit klei bestaat en niet uit zand is het toelaatbaar overslagdebiet 1,0 l/m/s (bij continue wanden).

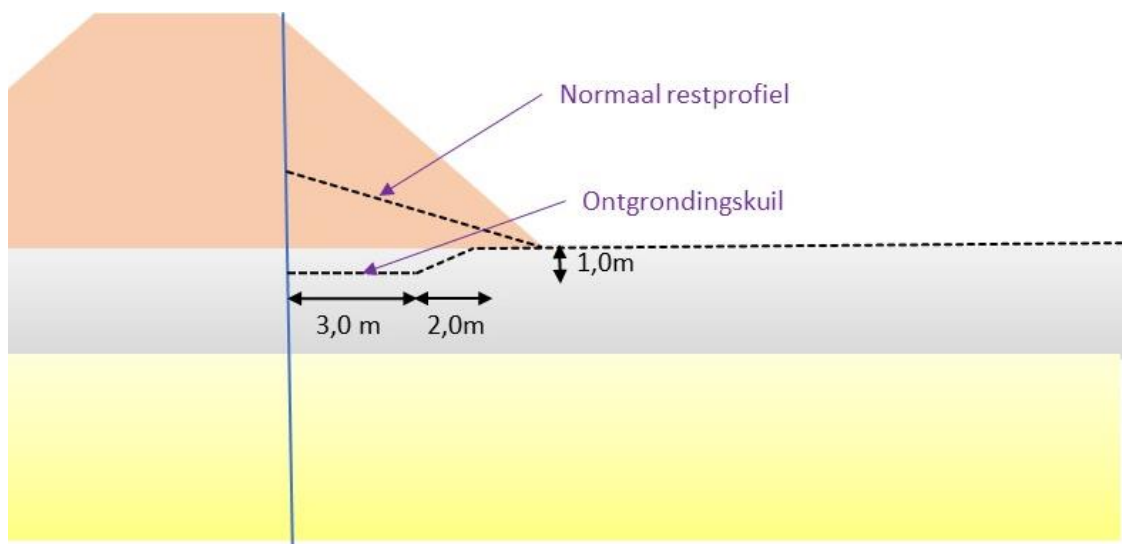
Deze beperking geldt alleen als de instabiliteit van het talud al optreedt in de fase 1 t/m 4 bij de opbouw van de dijk en toetsing van de vervormingen, dus met representatieve waarden van de sterkteparameters. Als de instabiliteit pas optreedt in de fasen 5 of 6 met de toetsing van constructie en geotechnische stabiliteit geldt de beperking aan de overslag niet. Dit is in lijn met de WSRL aanpak.

In de POVM is nog onzekerheid over de veiligheid van bovenstaande schematisering. Dit heeft betrekking op het wel of niet toepassen van een lagere grondsterkte in de verstoorde zone onder het restprofiel. In de PPL wordt aangegeven dat, om zeker te zijn van voldoende conservatisme in de verstoorde zone, gekozen dient te worden voor een lagere sterkte in de verstoorde zone (indicatief 70% van de 'critical state' sterkte) dan in niet verstoorde grond. Indien een restprofiel aan de orde is wordt op basis van een gevoeligheidsanalyse bepaald of het rekenen met de lagere sterkte een grote invloed heeft op het ontwerp.

Bij de langsconstructies binnen de dijkversterking Wolferen-Sprok zal een restprofiel in een deel van de gevallen niet aan de orde zijn, vanwege beperkingen door het overslagdebiet van

10 l/s/m. Bij een overslagdebiet van 10 l/m/s zal veelal een langsconstructie in de teen nodig zijn om een afschuiving achter de damwand te voorkomen. Dit kan als consequentie hebben dat het binnentalud te hoog is en glijvlakken boven de damwand langs niet kunnen worden uitgesloten. In zo'n geval zijn aanvullende voorzieningen nodig om de stabiliteit te garanderen.

In het geval van een restprofiel bij een overslagdebiet groter dan 1 l/s/m wordt er uitgegaan van een erosiekuil met een diepte van 1,0 m ten opzichte van het maaiveldniveau in het achterland onderaan de dijk. In de berekeningen wordt aangenomen dat deze ontgroning begint bij de binnenteen en oneindig ver in het achterland doorloopt. Verder wordt verondersteld dat de omvang van de erosiekuil onafhankelijk is van de bodemopbouw, de helling van het binnentalud, de aanwezigheid van NWO's en het wel of niet opbarsten van het achterland [39].



16.10 Verkeersbelasting

De verkeersbelasting op de kruin van de dijk wordt geschematiseerd zoals beschreven in het hoofdstuk over binnenwaartse stabiliteit. De verkeersbelasting wordt alleen meegenomen in de onverzadigde situatie.

16.11 Belendingen

Op veel locaties waar langsconstructies worden toegepast zijn belendingen aanwezig op of naast de dijk. De belendingen kunnen een negatieve invloed hebben op de macrostabiliteit door het ontstaan van holtes, ontgrondingskuilen en kraters. Per locatie wordt specifiek bepaald wat de invloed van woningen, kelders, bomen en leidingen is en op welke manier deze worden meegenomen in de Plaxisberekeningen.

Bij het bepalen van de locatie van de damwand dient een minimale afstand tot de belendingen te worden aangehouden om schade door trillingen bij plaatsen van de damwand aan gebouwen en schade aan bomen te voorkomen. Omdat er nog geen trillingsrisicoanalyse is

uitgevoerd, wordt in eerste instantie uitgegaan van een minimale afstand van 5 m uit de gevel. Bij bomen dient de damwand buiten de kruinprojectie te vallen.

16.12 Toetsing langsconstructie

De constructie wordt ontworpen op sterkte, stabiliteit en vervorming. Hiertoe worden de onderstaande toetsingen uitgevoerd:

Vervormingen:

De waarden van de in fase 4b berekende vervormingen worden vermenigvuldigd met de modelfactor vervorming ($\gamma_{d;vervorming}$) en getoetst aan de volgende eisen:

- Toetsing van de uitbuiging van de constructie:
 - Horizontale vervorming (u_x) van de constructie $< 0,1 \text{ m}$
- Toetsing van de kruindaling:
 - Verticale grondvervorming (u_y) van de kruin $< 0,1 \text{ m}$ over een kruinbreedte van minimaal 3 m
- Toetsing van de verschilverplaatsing tussen de binnenteen en buitenteen:
 - Verschil horizontale grondvervorming (u_x) tussen binnen- en buitenteen $< 0,1 \text{ m}$

Indien niet aan bovenstaande eisen wordt voldaan is er ruimte voor een maatwerkanalyse om aan te tonen dat met grotere vervormingen toch aan de veiligheidseisen kan worden voldaan. Omdat hiervoor nog geen algemene aanpak is opgesteld, wordt dit indien nodig per geval specifiek bekeken. Hierbij worden de aanwijzingen uit de PPE gevolgd, waarbij de invloed van de grotere vervormingen op de verschillende faalmechanismen en onderdelen van de dijk wordt beoordeeld.

Stabiliteit:

De geotechnische stabiliteit van de dijk wordt gecontroleerd in fase 6b met de sterktereductie. Alle relevante glijvlakken dienen te voldoen aan de eis voor geotechnische stabiliteit:

- In de sterktereductie behaalde waarde van $\Sigma Msf \geq \gamma_{b;GEO}$ (schematiseringsfactor stabiliteit)

Sterkte constructie:

De waarden van de in fase 5 berekende snedekrachten in de constructie (moment $M_{s;max;EEM}$, dwarskracht $Q_{s;max;EEM}$ en normaalkracht $N_{s;max;EEM}$) worden vermenigvuldigd met de schematiseringsfactor voor de constructie ($\gamma_{b;STR}$) en de belastingeffectfactoren (γ_{add}) voor het verkrijgen van de rekenwaarden ($M_{s;d}$, $V_{s;d}$ en $N_{s;d}$):

$$\begin{aligned} N_{s;d} &= \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \\ M_{s;d} &= \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \\ Q_{s;d} &= \gamma_{add;Q} \cdot Q_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \end{aligned}$$

Met de rekenwaarden worden de onderstaande toetsingen van de staaldoorsnede van de damwand uitgevoerd. Er wordt alleen gerekend met de elastische capaciteit van de damwand en niet met plastische vloeï.

Momentcapaciteit:

$$\sigma_{s,dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \leq f_{y,dw;d}$$

Waarin:

$\sigma_{s,dw;d}$ = rekenwaarde spanning in de uiterste vezel van de wanddoorsnede [kN/m²]

$M_{s;d}$ = rekenwaarde buigend moment in de wand [kNm/m]

$N_{s;d}$ = rekenwaarde normaalkracht in de wand [kN/m]

W_{corr} = weerstandsmoment wand na corrosie [m³/m]

A_{corr} = oppervlakte wanddoorsnede na corrosie [m²/m]

$f_{y,dw;d}$ = rekenwaarde vloeispanning staal damwand [kN/m²]

Dwarskrachtcapaciteit:

$$Q_{s;d} \leq Q_{r;d}$$

$$Q_{r;d} = \frac{A_{v,corr} \cdot f_{y,dw;d}}{\sqrt{3}}$$

Waarin:

$Q_{s;d}$ = rekenwaarde dwarskracht in de wand [kN/m]

$Q_{r;d}$ = rekenwaarde dwarskrachtcapaciteit damwand [kN/m]

$A_{v,corr}$ = afschuifoppervlak lijf na corrosie [m²/m]

$f_{y,dw;d}$ = rekenwaarde vloeispanning staal damwand [kN/m²]

Bij bovenstaande toetsingen is uitgegaan van een doorgaande wand. Indien er openingen in de wand zitten, dient hiervoor gecorrigeerd te worden met de factor f_{open} . Bij een verankerde wand dient de verankering getoetst te worden en dient de damwand gecontroleerd te worden op knikcapaciteit. Voor deze toetsingen wordt verwezen naar de PPL.

16.13 Heavescherm en barrièrewerking

Een heavescherm moet voldoende waterdicht zijn. Om dit te garanderen moeten de damwanden aantoonbaar in het slot zitten en niet geperforeerd zijn, bijvoorbeeld bij leidingkruisingen. Als dit niet kan worden gegarandeerd dan zijn aanvullende maatregelen nodig om de waterdichtheid te garanderen.

De damwand heeft primair een functie als stabiliteitsscherm en wordt als zodanig ontworpen. De damwand kan echter ook als heavescherm dienen om piping te voorkomen. Als de damwand deze functie heeft, dient er bij het ontwerp van de damwand rekening mee te worden gehouden dat deze minimaal de lengte heeft die benodigd is vanuit de functie als heavescherm, conform de uitgangspunten in hoofdstuk over heave. Als de damwand echter meer dan 60% à 70% van het watervoerend pakket afsluit zal deze de stijghoogte gaan beïnvloeden, wat mogelijk niet toelaatbaar is. In dit geval kan de damwand niet als kwelscherm dienen.

De damwand vormt een gesloten obstakel in de ondergrond en kan dus invloed hebben op de geohydrologische situatie rondom de wand (barrièrewerking). Invloed op de grondwaterstand

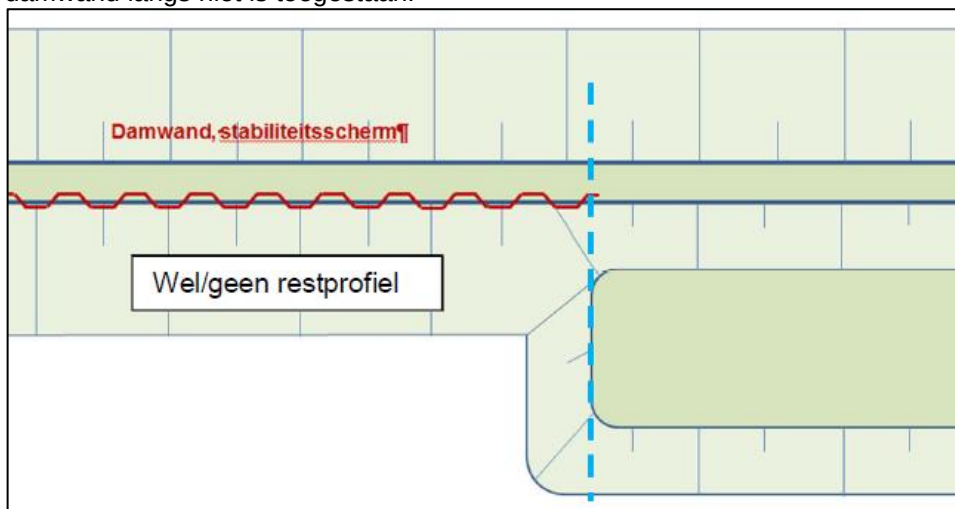
dient zoveel mogelijk te worden voorkomen, om bijvoorbeeld schade aan funderingen te voorkomen. Dit kan door openingen in de wand te maken aan de bovenzijde van het scherm of door op regelmatige afstand damwandplanken weg te laten. Hierbij dient er rekening te worden gehouden dat als de damwand een functie als heavescherm heeft, er geen openingen in de damwand mogen zitten in de buurt van de zandlagen. Daarnaast mogen er bij een overslagdebiet van 10 l/s/m en het deels ontbreken van de erosiebestendige bekleding geen openingen aan de bovenzijde van de damwand zitten in verband met de erosiebestendigheid van het talud. In dit geval dient er dus een andere maatregel, zoals bijvoorbeeld drainage, te worden toegepast om beïnvloeding van de grondwaterstand te voorkomen.

Als een damwand geen functie als stabiliteitsscherm heeft, maar alleen als heavescherm dient, dan kan deze in kunststof worden uitgevoerd. Het scherm hoeft dan niet voldoende sterk te zijn om de dijk te stabiliseren, maar moet zelf wel de krachten kunnen weerstaan die optreden door ophogingen, zettingen en hoogwater.

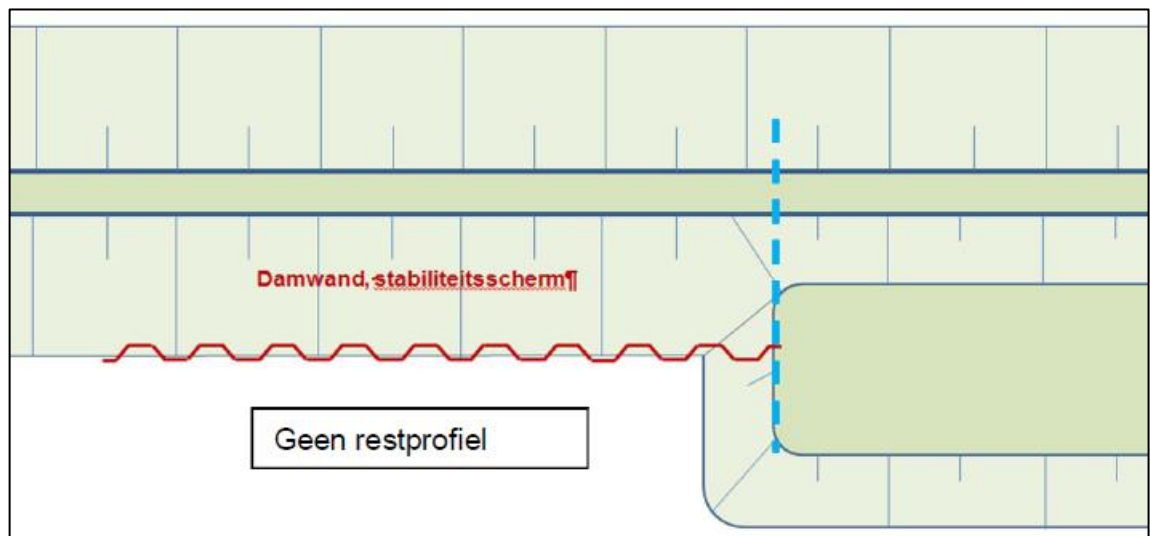
DIT WORDT NOG NADER UITGEWERKT.

16.14 Aansluitingen

Bij de aansluiting van de constructief versterkte dijk met de groene dijk zonder damwand zal een overgang gemaakt moeten worden. In de PPL worden aanwijzingen gegeven voor hoe deze overgang gerealiseerd kan worden. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen een damwand in de kruin en een damwand in de teen van de dijk. In beide gevallen dient de damwand te worden doorgezet tot het punt in de groene dijk, waar de volledige bermhoogte aanwezig is (zie . Een extra overlap is niet nodig. Bij een damwand in de teen of het talud dient er rekening mee te worden gehouden dat het optreden van een restprofiel boven de damwand langs niet is toegestaan.



Figuur 16-2: Overgang bij stabiliteitsscherm in de kruin, doorlopen tot bovenkant berm



Figuur 16-3: Overgang bij stabiliteitsscherm in de teen, doorlopen tot bovenkant berm

17. NIET-WATERKERENDE OBJECTEN

De volgende niet-waterkerende objecten (NWO's) worden onderscheiden:

1. Bouwwerken.
2. Bomen.
3. Kabels en leidingen.
4. Aanhelingen met grond zonder waterkerende functie.
5. Wegen

17.1 Bouwwerken

Kelders en kruipruimtes van te handhaven bebouwing, maximale ontgrondingskuilen van te handhaven bomen en erosiekraters of explosiekraters van leidingen worden als holtes meegenomen in de ontwerpberekeningen.

Als de afstand tussen het dijktaalud of de stabiliteitsberm en een gebouw of boom kleiner wordt, dan wordt in het geval van een gebouw de minimaal mogelijk afstand bepaald op basis de bouwkundige kenmerken van dit gebouw en de ligging en diepte van kelders en kruipruimtes. In eerste instantie wordt uitgegaan van een minimale afstand van 5 m (besloten op 20 maart 2019).

Bij gebouwen of andere grote objecten, zoals landhoofden, op het binnentalud kunnen bij significante golfoverslag stromingsconcentraties ontstaan waardoor de graszode niet meer voldoende erosiebestendig is. Dit soort objecten komt bij de dijk Wolferen – Sprok nauwelijks voor. In die gevallen is een maatwerkbeschouwing nodig [50].

17.2 Bomen

Door het Waterschap wordt bepaald welke bomen worden gehandhaafd en welke worden gerooid in verband met de benodigde ruimte voor de dijkversterking, de veiligheid van de dijk en/of beheer en onderhoud van de dijk.

De risico's van solitaire bomen op de waterkerende veiligheid worden als verwaarloosbaar verondersteld, omdat dit kan worden opgelost door beheer en onderhoud. De risico's van bomen die vallen binnen veronderstelde erosiekuilen achter langsconstructies op de waterkerende veiligheid worden als verwaarloosbaar verondersteld, omdat de mogelijke ontgrondingskuil bij het omvallen van de bomen kleiner is dan de erosiekuil. De risico's van groepen bomen worden meegenomen door de mogelijke ontgrondingskuilen mee te nemen in een stabiliteitsberekening [53].

Nieuw aangeplante bomen op de berm (groter dan 5,0m) dienen te zijn aangebracht op een leeflaag van 1,0m. Nieuwe bomen(groter dan 5,0m) dienen met de volwassen boomkroon (20 jaar) minimaal 1,0 m uit de beheer- en onderhoudsstrook aangeplant te zijn. De onderlinge afstand van nieuw aangeplante bomen(groter dan 5,0m) dient dusdanig groot te zijn dat de kronen elkaar op volwassen leeftijd (20 jaar) niet raken. Ten behoeve van beheer

en onderhoud dient de aanwezigheid van beplanting het dagelijks beheer niet te belemmeren. Aanplant van bomen binnen de kernzone dienen zonder beluchting of watervoorziening te zijn aangebracht.

17.3 Kabels en leidingen

Uitgangspunten bij kabels en leidingen zijn:

- Transportleidingen worden probabilistisch beoordeeld. Uitgangspunt is dat bij het ontwerpen er vooralsnog niet probabilistisch wordt gewerkt.
- Kabels indien mogelijk laten liggen in de dijk en/of bermen (risico in beheerfase: precedentwerking om meer kabels in de waterkering of berm te leggen bij nieuwe kabelaanleg door netbeheerder, beheersing wordt complexer, volgende dijkversterking wordt duurder).
- Indien verlegging noodzakelijk is: kabel verleggen naar buiten het PvvR (voor de nieuwe waterkering). Dit is een principe, Afwijken is in afstemming met Waterschap Rivierenland is mogelijk.
- Leidingen in principe niet in het dijkprofiel, verleggen naar buiten het PvvR (voor de nieuwe waterkering), alleen toelaten als er technisch geen andere oplossingen zijn conform NEN3650serie, (b.v. bij buitendijks gelegen dijkwoningen)[16].

De inpassing van grootschalige leidingkruisingen wordt separaat uitgewerkt in POV-verband [51][52]. Na gereedkomen van het definitieve dijkversterkingsontwerp moet worden gecontroleerd of dit aansluit op de plannen voor deze leidingen.

17.4 Aanhelingen met grond zonder waterkerende functie

Aanhelingen met grond zonder waterkerende functie worden als NWO beschouwd. Voorbeelden zijn opritten, woonterpen, leeflagen en landschapsbermen. De overgang tussen de waterkerende dijklichaam en de aanheling moet op tekening worden vastgelegd in het beheersregister, omdat het niet, zoals bij andere NWO's, in-situ kan worden vastgesteld.

Er wordt indien nodig een leeflaag aangebracht conform [36]. Daarnaast wordt indien mogelijk en wenselijk een landschapsberm aangebracht, Dit is een aanheling van het bermtalud met grond onder een helling van 1 : 10. Positieve effecten van zowel de leeflaag als de landschapsberm op de dijkveiligheid worden niet meegenomen, omdat deze buiten het beheersprofiel van de dijk vallen.

17.5 Wegen

De aansluiting van op- en afritten bij de waterkering dienen te zijn gerealiseerd minimaal overeenkomstig met bestaande helling, vorm, materialisering, breedte en verkeersveiligheid. De overgangen tussen wegbreedtes dienen vloeiend te zijn met minimaal een talud van 1:20. De op- en afritten dienen vloeiend aan te sluiten op de waterkering en het achterland(percelen en erven).

Uitgangspunt is verder dat de weg op de dijk en het bijbehorende wegmeubilair wordt ingericht conform het concept van Gastvrije Waaldijk. De effecten van Gastvrije Waaldijk op de waterkerende veiligheid worden separaat van het dijkversterkingsproject Wolferen – Sprok beschouwd.

18. BIOLOGISCHE AANTASTING DIJK

Ter voorkoming van aantasting van de dijk door diergraverijen, bijvoorbeeld door bevers wordt aan de buitenzijde van de dijk een grid aangebracht tot 2 m onder maaiveld. De maatregelen tegen graverijen worden in de oever van een strang aangebracht indien deze op minder dan 8 m vanaf de dijkteen gelegen is. Anders komen ze op de buitenrand van de beheerstrook.

De kleibekleding op het dijklichaam, inclusief substraat, heeft een dikte van minimaal 0,8 m. Dit is mede om voldoende robuust te zijn tegen diergraverijen.

19. UITVOERING

De zettingen worden bepaald aan de hand van de samendrukkingsparameters uit reeds beschikbaar en aanvullend grondonderzoek [11][44].

Tabel - Gemiddelde waarden voor zettingsberekeningen					
	Laag 1	Laag 2	Laag 3	Laag 4	Laag 5
	Klei, siltig, zandig	Klei, siltig	Klei, siltig, humeus	Klei, sterk organisch	Dijks materiaal
POP DD136-DD205 (kN/m ²)	50	44	27 ^f	27 ^f	41,9 ^b
POP DD205-DD240 (kN/m ²)	42	36	27 ^f	27 ^f	14 ^f
POP DD240-DD284 (kN/m ²)	69	56	27 ^f	27 ^f	41,9 ^b
C _p	252	102	40 ^a	30 ^a	100 ^a
C _s	1344	541	160 ^a	120 ^a	1280 ^a
C' _p	34	16	10 ^c	7,5 ^c	25 ^c
C' _s	339	153	40 ^c	30 ^c	320 ^c
C _{v,gem, trap 5}	4,14E-07	1,05E-07	1,00E-07 ^d	1,00E-07 ^d	1,00E-07 ^d
a	0,005	0,011	0,018	0,026 ^e	0,005
b	0,047	0,094	0,152	0,218 ^e	0,048
C _{trap 5}	0,0015	0,0037	0,0104	0,018 ^e	0,0021
^a Default waarden bepaald conform NEN-EN 1997-2 Eurocode 7 tabel 2b. ^b In traject 1 en 3 wordt gerekend met een gemiddelde waarde voor dijksmateriaal van 19 kN/m ² ^c Waarden voor C _p en C _s zijn aangenomen als respectievelijk 4*C' _p en 4*C' _s . ^d Default waarden voor C _v ^e Default waarden aangenomen conform Delft clusterrapportage (Molendijk, 2002) ⁵ Default waarden bepaald conform Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit.					

Bij de kruinhoogtebepaling is vooralsnog uitgegaan van een restzetting op de kruin na oplevering van 20% van de netto kruinverhoging [20]. Een precieze restzettingseis moet echter nog worden bepaald.

DIT WORDT NOG NADER UITGEWERKT.

20. BEHEER EN ONDERHOUD

20.1 Beheer- en onderhoudsplan

Het ontwerp voldoet aan de ontwerpuitgangspunten uit bijlage G van het Beheer- en Onderhoudsplan van Waterschap Rivierenland met de onderstaande uitzonderingen:

G.1 Inleiding	
G.2 Grondlichaam	
G.2.1 Dijk en kade	Toegevoegd aan systeemeisen: kruinafschot 1 : 20.
G.2.2. Voor- en achterland	Geen eisen.
G.3 Bekleding gras	Niet meegenomen eisen constructie: C.3 (vloeiende kniklijnen), C.5 (aanleg nieuwe opritten en calamiteitenpaden)
	Niet meegenomen eisen materiaal: verplichte toepassing stevige klei, ondergrens lutumgehalte toplaag (wordt 10% i.p.v. 20%).
	Toegevoegd aan systeemeisen: 4% eis organisch stofgehalte, 45% vloiegrens cat. 1 klei, klei moet van natuurlijke oorsprong zijn, geen Japanse duizendknoop.
	Toegevoegd aan systeemeisen: eisen aan inzaaien grasbekleding.
G.4 Bekleding hard	Toegevoegd aan systeemeisen: alle genoemde eisen.
G.5 Wegen en paden	Asfaltwegen: eisen 1, 2 en 3 vervallen i.v.m. Gastvrije Waaldijk, houten hekwerken zijn wel toegestaan i.v.m. Gastvrije Waaldijk
	Toegevoegd aan systeemeisen: eisen aan fietspaden
	Toegevoegd aan systeemeisen: eisen aan op- en afritten en calamiteitenpaden.
G.6 Beplanting	Eisen aan beplanting vervallen en worden vervangen door de systeemeisen.
G.7 Bijzondere constructies: type I	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.8 Bijzondere constructies: type II	
G.8.1 damwandschermen, palenwanden, dijkdeuvels	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.8.2 keermuurtjes, dijkmuurtjes, damwand, keerwandje	Toegevoegd aan systeemeisen: eisen aan damwanden (G.8.2).
	Eisen aan keerwandje rondom woning zijn niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.8.3 beschoeiing	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.8.4 schanskorven	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.8.5 gewapende grond	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.9 Bijzondere constructies: overig	
G.9.1 Graafwerende voorzieningen	Eis is gespecificeerd in systeemeisen.
G.9.2 Oeverbegroeiing met visstekken	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.9.3 Drainages en filters	Vooralsnog niet relevant en anders eisen toevoegen aan systeemeisen.
G.9.4 Teensloten	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.9.5 Opsluitbanden	Geen eisen.
G.10 Bedienbare waterkerende kunstwerken	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.11 Niet waterkerende objecten	
G.11.1 Algemeen	Niet meegenomen eis: NWO's moeten hoger zijn dan 0,75 m.

G.11.2 Veeroosters en faunapassages	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.11.3 Afrastering, dijkpalen en grenspalen	Toegevoegd aan systeemeisen.
G.11.4 Weg- en recreatiemeubilair	Eisen vervallen en worden vervangen door eisen vanuit Gastvrije Waaldijk.
G.11.5 Peilschalen	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.11.6 Trappen	Toegevoegd aan systeemeisen.
G.11.7 Historische objecten, kunst	Eisen vervallen en worden vervangen door eisen vanuit Gastvrije Waaldijk.
G.12 Noodmaatregelen	Niet relevant voor WOS-ontwerp.
G.13 Ruimtelijke eisen	Eisen zijn elders al meegenomen. Zo niet, dan vervallen ze.
G.14 Gegevens eisen voor objecten	Niet relevant voor WOS-ontwerp.

20.2 Bereikbaarheid dijk

De waterkering dient goed bereikbaar, toegankelijk en onderhoudbaar te zijn met standaard materieel. De taludhelling van harde bekleding dient minimaal vanuit beheer- en onderhoudsaspecten 1:2,5 te zijn. De taludhelling van grasbekleding dient vanuit beheer- en onderhoudsaspecten minimaal 1:3 te zijn. De beheer- en onderhoudsstroken dienen een vrije doorrijhoogte te hebben van minimaal 3,0 meter. Het maaiperceel dient aan twee kanten ontsloten te zijn, waarbij de onderlinge afstand tussen op-/afritten zich op maximaal 500m bevindt. De dijk dient ook tijdens de periode van uitvoering en gedurende hoogwater veilig bereikbaar te zijn voor dijkbeheerders.

20.3 Hersteltijd na schade aan de dijk

Bij het beoordelen van de veiligheid van de dijk is ervan uitgegaan dat schade aan de dijk binnen een bepaalde termijn is hersteld, zodat de kans op vervolgschade voldoende klein is. Voorwaarde is dat de calamiteitenorganisatie deze maximale hersteltijden kan garanderen:

- Na een buitenwaartse afschuiving moet afhankelijk van de schade (klein of groot) de dijk binnen 7 tot 14 dagen in oorspronkelijke staat worden hersteld.
- Na het optreden van een explosie- of erosiekrater bij een leidingkruising moet de dijk binnen 3 dagen in de oorspronkelijke staat worden hersteld.

BIJLAGE 1
-
PRINCIPESCHETSEN DIJKOPBOUW

BIJLAGE 2
-
STERKTEPARAMETERS EN STIJFHEIDSPARAMETERS
PLAXIS

MaterialName	Material set	DrainageType	General		Stiffness X0.05			Stiffness alternatives		Strength			Advanced			Flow parameters			Strength	KO settings		Overconsolidation		
			V _{voidsat} [kN/m ³]	γ _{sat} [kN/m ³]	E ₅₀ ^{ref} [kN/m ²]	E _{ur} ^{ref} [kN/m ²]	E _{mod} ^{ref} [kN/m ²]	power (m)	C _c [-]	C _s [-]	φ [*] _(psi) [°]	ψ _(psi) [°]	C ^{ref} [kN/m ²]	S _{ur} ^{ref} [kN/m ²]	V _{ur} [kN/m ²]	Pre _f [kN/m ²]	k _e [m/day]	k _y [m/day]		e _{int} [-]	c _q [-]	K _{0,x} [-]	K _{0,z} [-]	OCR [-]
veen mineraalrhm <14kN/m3	Drained		10.63	10.63	750	600	2250	0.70			32.60	0.00	0.00	0.20										
veen kleig >11 kN/m3	Drained		11.69	11.69	1500	1250	4500	0.90			26.10	0.00	0.00	0.20										
basiseen	Drained		12.00	12.00	1500	1250	4500	0.90			30.00	0.00	0.00	0.20										
klei sterk organisch <14 kN/m3	Drained		13.08	13.08	2000	1500	6000	0.90			31.30	0.00	0.00	0.20										
klei siltig humeus 14-16 kN/m3	Drained		15.16	15.16	5000	5000	15000	0.80			25.50	0.00	0.00	0.20										
klei siltig 16-17.5 kN/m3	Drained		16.82	16.82	8000	8000	24000	0.80			28.70	0.00	0.00	0.20										
klei siltig zandig >17.5 kN/m3	Drained		18.73	18.73	15000	15000	45000	0.80			29.70	0.00	0.00	0.15										
Dijksmateriaal totaal	Drained		18.54	18.54	15000	15000	45000	0.70			30.00	0.00	0.00	0.15										
Zand Holocene	Drained		18.00	20.00	20000	20000	60000	0.55			31.30	1.30	0.00	0.15										
Zand Pleistocene	Drained		18.00	20.00	25000	25000	75000	0.55			31.30	1.30	0.00	0.15										
Ophoogmateriaal zand	Drained		17.00	19.00	20000	20000	60000	0.55			30.00	0.00	0.00	0.15										
Ophoogmateriaal klei	Drained		17.00	17.00	15000	15000	45000	0.70			27.00	0.00	0.00	0.15										

De stijfheidsparameters voor het HS model zijn afgeleid o.b.v. expert judgement/CUR166 en betreffen karakteristieke ondergrenswaarden (X0.05).

Indien sprake is van een onverankerde damwand dient te worden verkend of een berekening met karakteristieke bovengrenswaarden voor de stijfheid(X0.95) niet resulteren in een zwaarder ontwerp, zie hiervoor PPL.

Grondlagen welke zicht onder dagelijkse omstandigheden **boven** de freatische lijn bevinden worden conform de publicatie langconstructie beschreven met het HS model.

Geïmprementeerde waarden zijn statistisch afgeleid conform Publicatie langconstructies. Indien de geïmprementeerde waarde tot foutmeldingen in Plaxis leiden dient dit aan de beheerder van WSIL te worden door gegeven. In overleg kan worden bepaald welke minimale waarde of verhouding dient te worden gehanteerd in afwijking op de waarde die is afgeleid.

MaterialName	Material set	General			Parameters X0.05			over consolidation			Flow parameters			Interface material properties			KO settings		
		DrainageType	V_{void}	V_{sat}	G_0	V^*	V^*	γ^*	S^*	S^*	S^*	S^*	S^*	S^*	S^*	S^*	S^*	S^*	S^*
veen mineraalrhm <14 kN/m3	Undrained (A)		10.63	10.63	27	10.63	10.63	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
veen kleig >11 kN/m3	Undrained (A)		11.69	11.69	26.10	11.69	11.69	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
basiseen	Undrained (A)		12.00	12.00	26.10	12.00	12.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
klei sterk organisch <14 kN/m3	Undrained (A)		13.08	13.08	49.49	13.08	13.08	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
klei siltig humeus 14-16 kN/m3	Undrained (A)		15.16	15.16	67.82	15.16	15.16	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
klei siltig 16-17.5 kN/m3	Undrained (A)		16.82	16.82	84.34	16.82	16.82	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
klei siltig zandig >17.5 kN/m3	Undrained (A)		18.73	18.73	91.81	18.73	18.73	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Dijkmateriaal totaal	Undrained (A)		18.54	18.54	66.87	18.54	18.54	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Geïmprementeerde waarden zijn statistisch afgeleid conform Publicatie langconstructies. Indien de geïmprementeerde waarde tot foutmeldingen in Plaxis leiden dient dit aan de beheerder van WSIL te worden door gegeven. In overleg kan worden bepaald welke minimale waarde of verhouding dient te worden gehanteerd in afwijking op de waarde die is afgeleid.

Indien sprake is van een onverankerde damwand dient voor de verorming te worden gerekend met de karakteristieke ondergrenswaarden voor de stijfheid (X0.05). Voor de constructieve toets dient gerekend te worden met de karakteristieke bovengrenswaarden voor de stijfheid(X0.95).

Grondlagen welke zich onder dagelijkse omstandigheden **onder** de freatische lijn bevinden worden conform de publicatie langconstructie vanaf fase **4b** beschreven met het **SIANSEP NGI-AOP model**.

De waarde voor Sunin dient zo laag als mogelijk te worden gehouden, ter voorkoming van lokale instabiliteiten kan deze eventueel worden verhoogd met een maximum van 2kPa.

Material set PPL		General		Stiffness_X0.05				Stiffness alternatives				Strength			Flow parameters			Strength	K0 settings	
MaterialName	DrainageType	Y _{unSAT} [kN/m ³]	Y _{Sat} [kN/m ³]	λ [*] [-]	k [*] [-]	μ [*] [-]	Cc	Cs	Cq	e _{int} [-]	φ ^{*(psi)} [°]	ψ _(psi) [°]	C _{ref} [kN/m ²]	S _{u,ref} [kN/m ²]	k _x [m/day]	k _y [m/day]	α _k [-]	R _{inter} [-]	K _{0,x} [-]	K _{0,z} [-]
veen mineraalarm <11kN/m3	Undrained (A)	10.63	10.63	0.0376	0.3510	0.0245					32.60	0.00	0.00	0.00				0.67		
veen kleig >11 kN/m3	Undrained (A)	11.69	11.69	0.0274	0.2929	0.0165					26.10	0.00	0.00	0.00				0.67		
basisveen	Undrained (A)	12.00	12.00	0.0274	0.2929	0.0165					30.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei sterk organisch <14 kN/m3	Undrained (A)	13.08	13.08	0.0291	0.2673	0.0175					31.30	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig humeus 14-16 kN/m3	Undrained (A)	15.16	15.16	0.0178	0.1899	0.0102					25.50	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig 16-17.5 kN/m3	Undrained (A)	16.82	16.82	0.0117	0.1305	0.0061					28.70	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig zandig >17.5 kN/m3	Undrained (A)	18.73	18.73	0.0084	0.0875	0.0033					29.70	0.00	0.00	0.00				0.67		
Dijksmateriaal totaal	Undrained (A)	18.54	18.54	0.0056	0.0615	0.0023					30.00	0.00	0.00	0.00				0.67		

Material set_plaxis k=2*a			General		Stiffness_X0.05				Stiffness alternatives				Strength			Flow parameters			Strength	K0 settings	
MaterialName	DrainageType	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]	λ*	k*	μ*	Cc	Cs	Cq	e _{int}	φ ^(psi) [°]	ψ _(psal) [o]	C _{ref} [kN/m ²]	S _{u,ref} [kV/m ²]	k _x [m/day]	k _y [m/day]	α _k	R _{inter}	K _{0,x}	K _{0,z}	
veen mineraalarm <11kN/m3	Undrained (A)	10.63	10.63	0.0752	0.3510	0.0245					32.60	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
veen kleig >11 kN/m3	Undrained (A)	11.69	11.69	0.0547	0.2929	0.0165					26.10	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
basisveen	Undrained (A)	12.00	12.00	0.0547	0.2929	0.0165					30.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei sterk organisch <14 kN/m3	Undrained (A)	13.08	13.08	0.0442	0.2673	0.0175					31.30	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig humeus 14-16 kN/m3	Undrained (A)	15.16	15.16	0.0272	0.1899	0.0102					25.50	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig 16-17.5 kN/m3	Undrained (A)	16.82	16.82	0.0176	0.1305	0.0061					28.70	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig zandig >17.5 kN/m3	Undrained (A)	18.73	18.73	0.0125	0.0875	0.0033					29.70	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
Dijksmateriaal totaal	Undrained (A)	18.54	18.54	0.0085	0.0615	0.0023					30.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		

Material set_k=a		General		Stiffness_X0.05				Stiffness alternatives				Strength			Flow parameters			Strength	K0 settings		
MaterialName	DrainageType	Y _{UnSat} [kN/m ³]	Y _{Sat} [kN/m ³]	λ*	k*	μ*	Cc	Cs	Cα	e _{int}	Φ ^(psis) [°]	Ψ ^(psis) [ol]	C ^{ref} [kN/m ²]	S _{u,ref} [kV/m ²]	k _x [m/day]	k _y [m/day]	c _k	R _{inter}	K _{0,x}	K _{0,z}	
veen mineraalarm <11kN/m3	Undrained (A)	10.63	10.63	0.0376	0.3510	0.0245					32.60	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
veen kleig >11 kN/m3	Undrained (A)	11.69	11.69	0.0274	0.2929	0.0165					26.10	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
basisveen	Undrained (A)	12.00	12.00	0.0274	0.2929	0.0165					30.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei sterk organisch <14 kN/m3	Undrained (A)	13.08	13.08	0.0221	0.2673	0.0175					31.30	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig humeus 14-16 kN/m3	Undrained (A)	15.16	15.16	0.0136	0.1899	0.0102					25.50	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig 16-17.5 kN/m3	Undrained (A)	16.82	16.82	0.0088	0.1305	0.0061					28.70	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
klei siltig zandig >17.5 kN/m3	Undrained (A)	18.73	18.73	0.0063	0.0875	0.0033					29.70	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		
Dijksmateriaal totaal	Undrained (A)	18.54	18.54	0.0042	0.0615	0.0023					30.00	0.00	0.00	0.00	0.00				0.67		

Gepresenteerde waarden zijn statistisch afgeleid conform Publicatie langsconstructies. Indien de gepresenteerde waarde tot foutmeldingen in Plaxis leiden dient dit aan de beheerder van WSRl te worden door gegeven. In overleg kan worden bepaald welke minimale waarde of verhouding dient te worden gehanteerd in afwijking op de waarde die is afgeleid.

Indien sprake is van een onverankerde damwand dient te worden verkend of een berekening met karakteristieke bovengrenswaarden voor de stijfheid(X0,95) niet resulteren in een zwaarder ontwerp, zie hiervoor PPL.

Grondlagen welke zich onder dagelijkse omstandigheden onder de freatische lijn bevinden worden conform de publicatie langsconstructie tot en met fase 4a beschreven met SSC model. Na fase 4a wordt voor deze grondlagen overgestapt op het SHANSEP NGI-ADP model.

De waarde voor c_{ref}/s_{u,ref} dienen zo laag als mogelijk te worden gehouden (standaard op 0kPa), ter voorkoming van lokale instabiliteiten kunnen deze eventueel worden verhoogt tot een maximum van 2kPa.

Het afleiden van K* kan op verschillende manieren plaatsvinden, voor nu zijn 3 verschillende methoden gepresenteerd, o.b.v. verkennende berekeningen dient te worden bepaald welke afleiding tot acceptabele kruip snelheden leidt en fit met de autonome bodemdaling.

Afhankelijk van het gehanteerde rekenschema A of B conform de PPL dienen de in rekening te brengen partiële factoren om van karakteristieke sterkteparameters tot rekenwaarden te komen nog te worden toegepast.