

Technische Uitgangspunten Notitie (TUN)

STERKE LEKDIJK

Irenesluis - Culemborgse Veer



HOOGHEEMRAADSCHAP
DE STICHTSE
RIJNLANDEN

Inhoud

Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden

Poldermolen 2
3994 DD Houten

030 634 57 00 T
sterkelekdijk@hdsr.nl E
hdsr.nl/sterkelekdijk W

STERKE LEKDIJK


Titel: Technische uitgangspunten notitie behorend bij NKO (TUN)
Kenmerk: Volgt uit DM Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden
Versie: 7.0
Datum: 20 september 2022
Projectnaam: Dijkversterkingsproject Irenesluis en Culemborgse veer (ICU)
Projectnummer: 120612

Opgesteld door: M. Roosendaal
E. Ünal


Gecontroleerd door: Fugro, RHDHV en HDSR

Colofon

Vrijgave NVU:

Functie	Naam	Paraaf
Projectmanager RHDHV/Fugro	M. Eversdijk	14-02-2022 

Vrijgave NKO:

Functie	Naam	Paraaf
Projectmanager RHDHV/Fugro	M. Eversdijk	20-09-2022 

Vrijgave VKA:

Functie	Naam	Paraaf
Projectmanager RHDHV/Fugro	M. Eversdijk	

Omschrijving	Code	Datum	Toelichting
v1.0		4-2-2022	Eindconcept
v2.0		14-2-2022	100% eindversie NVU
v3.0		06-5-2022	Tussentijdse versie met optimalisaties
v4.0		20-5-2022	Eindconcept met optimalisaties
v5.0		5-8-2022	Definitief concept met optimalisaties t.b.v. NKO
v7.0		20-09-2022	100% eindversie NKO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Sterke Lekdijk	1
1.2	Deelproject Dijkversterking Prinses Irenesluizen – Culemborgse Veer	1
2	Documenten ICU	1
2.1	Inleiding	1
2.2	Programma Sterke Lekdijk	1
2.3	Landelijk	1
2.4	Beheerorganisatie HDSR	2
3	Waterveiligheidsopgave	3
3.1	Veiligheidseisen	3
3.2	Normering overstromingskans	3
3.3	Het Instrumentarium	3
3.4	Zichtjaar	4
3.5	Ontwerplevensduur	4
3.6	Faalkansbegroting	4
4	Huidige situatie	5
4.1	Inleiding	5
4.2	Dwarsprofielen	5
4.3	Hoogte waterkering	6
4.4	Maaiveldhoogte achterland	6
4.5	Watergangen en leggerprofiel	7
5	Dijkvakindeling	9
5.1	Inleiding	9
5.2	Overzicht dijkvakindeling	9
6	Sterkte/ technische werkwijze per faalmechanisme	11
6.1	Hoogte i.c.m. golfoverslagdebiet	11
6.1.1	Faalkanseis op doorsnedeniveau	11
6.1.2	Hydraulisch belastingniveau (HBN)	11
6.1.3	Toeslagen	12
6.2	Piping	12
6.2.1	Deelfactoren piping	14

6.2.2	Schadefactor	15
6.2.3	Schematiseringsfactor	15
6.2.4	Veiligheidsfactoren	15
6.2.5	Schematisatie piping berekening	16
6.2.6	Toepasselijkheid Beslisboom piping	21
6.3	Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	21
6.3.1	Belastingsituaties	21
6.3.2	Stabiliteitsfactoren	22
6.3.3	Rekenmodel en software	24
6.3.4	Schematisering geometrie en bodemopbouw	24
6.3.5	Schematisering freatische lijn	25
6.3.6	Schematisering stijghoogte	26
6.3.7	Opbarsten	27
6.3.8	Indringingslengte en stijghoogte	27
6.3.9	Schematisatie waterspanningen bij overslag	28
6.3.10	Faaldefinitie	28
6.4	Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU)	29
6.4.1	Gedetailleerde toets	29
6.4.2	Faalkansanalyse	30
6.5	Bekleding	31
6.5.1	Faalkanseis op doorsnedeniveau grasbekleding	31
6.5.2	Veiligheidsfactor steenbekleding	32
6.5.3	Hydraulische randvoorwaarden	32
6.5.4	Rekenmodel en software	33
6.5.5	Rekenlocaties grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	34
6.5.6	Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)	35
6.5.7	Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	37
6.5.8	Microstabieliteit	37
6.5.9	Steenbekleding	38
6.6	Stabiliteit voorland	38
6.7	Niet waterkerende objecten	38
6.8	Kunstwerken en langsconstructies	39
6.9	Bijzondere waterkerende constructies	41
7	Belastingen	42
7.1	Soorten belastingen	42
7.2	Klimaatscenario's en onzekerheidstoelagen	43
7.3	Hydraulische randvoorwaarden	43
7.4	Schematisering grondwater / geohydrologische randvoorwaarden	44
7.5	Toelaatbaar kritiek overslagdebiet (Hydra NL)	44
7.6	Waterstanden op de Lek	44
7.7	Autonome kruin- en bodemdaling (incl. bijbehorende peilverlagingen)	44
7.8	Zetting en klink	45
7.9	Verkeersbelasting UGT	45
7.10	Overige belastingen	45

8	Geotechnische uitgangspunten	47
8.1	Algemeen	47
8.2	Schematiseringsfactor	47
8.3	Onderscheiden grondsoorten	47
8.4	Dikte deklaag	47
8.5	Verzadigd volumegewicht deklaag	48
8.6	Dikte watervoerend pakket	48
8.7	Watergangen	49
8.8	Geotechnische randvoorwaarden	49
8.8.1	Proevenverzameling sterkteparameters	49
8.8.2	d70 watervoerend zandpakket	50
8.8.3	Doorlatendheid watervoerend zandpakket	50
8.8.4	Geotechnisch lengteprofiel	51
9	Overige uitgangspunten SNvU	52
9.1	Maakbaarheid	52
9.2	Uitbreidbaarheid, aanpasbaarheid en vervangbaarheid	52
10	Aandachtspunten Vervolg (VKA)	53
11	Literatuur	54
11.1	Project specifieke documenten	54
11.2	Waterveiligheid	54
	Bijlage 1 - Verifiëren product- en proceseisen	55
	Bijlage 2 – Geotechnisch Lengteprofiel	57
	Bijlage 3 – Beslisboom Piping	58
	Bijlage 4 – Gevoeligheidsanalyse POP	59
	Bijlage 5 – Faalkansanalyse STBU	63

1 Inleiding

1.1 Sterke Lekdijk

De noordelijke Lekdijk beschermt een groot deel van Midden en West Nederland tegen overstroming. De dijk voldoet niet aan de waterveiligheidsnormen en daarom versterkt Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden (HDSR) de dijk tussen Amerongen en Schoonhoven over een totale lengte van 55 km. Zo is de dijk ook in de toekomst voldoende veilig en voldoet hij aan de normen die sinds 2017 gelden.

De versterking van de Lekdijk is onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma. Hierbij werken de waterschappen samen met het Rijk om dijken – en dus Nederland – veilig te houden. De dijkversterking tussen Amerongen en Schoonhoven heeft een te grote omvang om in één keer te realiseren. Hiervoor voert HDSR het programma Sterke Lekdijk uit. Het programma Sterke Lekdijk is verdeeld in zes deelprojecten. De dijkversterking Irenesluis - Culemborgse Veer (ICU) is een van de zes deelprojecten. Het dijktraject van het deelproject Irenesluis - Culemborgse Veer is 9,7 km lang en loopt van de westzijde van de Irenesluis bij Wijk bij Duurstede (dijkpaal 106) tot aan de Veerweg bij het Culemborgse Veer (dijkpaal 203).

Het deelproject ICU is in 2021 gestart en bevindt zich op dit moment in de Verkenningsfase. In deze fase wordt gewerkt aan een ontwerp op hoofdlijnen voor de dijkversterking, met als resultaat de vaststelling van het Voorkeursalternatief.



Figuur 1.1: Deelprojecten Sterke Lekdijk

1.2 Deelproject Dijkversterking Prinses Irenesluizen – Culemborgse Veer

Het dijktraject van het project Prinses Irenesluizen – Culemborgse Veer (afgekort als ICU) is 9,7 km lang. Van oost naar west loopt het traject langs de noordkant van de Lek van de Lekdijk West (dijkpaal 106) tot

aan het Culemborgse veer (dijkpaal 203). Verder wordt in het project rekening gehouden met de overgang naar het naastgelegen deeltraject Culemborgse Veer - Beatrixsluis (CUB) voor de hoofdmechanismen piping en mogelijk binnenwaartse macrostabiliteit.

Het traject doorkruist de gemeenten Wijk bij Duurstede en Houten in de provincie Utrecht, en ligt in het zuiden van het beheergebied van Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden. Voor een groot deel wordt de dijk geflankeerd door het landelijke gebied van het Eiland van Schalkwijk. Dit is het gebied tussen het Amsterdam-Rijnkanaal, het Lekkanaal en de rivier de Lek. Buitendijks wordt het dijktraject begrensd door de verschillende gebieden: Bosscherwaarden, Moerbergse Waard, Schalkwijker Buitewaard, Heulse Waard en de pont bij Schalkwijk. De doelstelling van het project ICU is gelijk aan de door het bestuur van het waterschap vastgestelde doelstelling van het overkoepelde project Sterke Lekdijk, welke is weergegeven in figuur 1.1.

In dit document zijn de Technische Uitgangspunten voor de Veiligheidsanalyse voor het dijkversterkingsproject ICU beschreven, waarin de basis al in de Pré-Verkenning en de NvU is opgezet.

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none">• Pré-verkenning• Initiatief• Verkenning (NvU, NKO, VKA)• Planuitwerking• Realisatie• Beheer | <ul style="list-style-type: none">- Aanscherping veiligheidsopgave hoofdmechanismen- Plan van aanpak- Keuze voorkeursalternatief- Vaststellen projectplan- Oplevering en overdracht dijk- Beheer en onderhoud van de dijk |
|--|---|

Op basis van de eerste resultaten uit de Pré-Verkenning en de Nota van Uitgangspunten (NvU) worden de uitgangspunten aangescherpt voor de optimalisaties in de Verkenningfase. De Verkenningfase bestaat uit 3 stappen:

- Stap 1: Inventariseren van uitgangspunten en bouwstenen (Nota van Uitgangspunten (NvU));
- Stap 2: Inventariseren van mogelijke oplossingen en selectie kansrijke oplossingen (Nota Kansrijke Oplossingen (NKO));
- Stap 3: Van kansrijke oplossingen naar een Conceptnota Voorkeursalternatief (VKA);

Deze Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) heeft als doel het kunnen uitvoeren van de veiligheidsanalyse van de projectfase NKO (stap 2, Verkenningfase). Voor deze fase zijn voornamelijk optimalisaties uitgevoerd voor verschillende mechanismen. Het detailniveau van de TUN versie 7.0 sluit hierop aan.

De nieuwste versie van de TUN is een verfijning van de Strategische Nota van Uitgangspunten voor het deeltraject ICU. Ook nieuwe inzichten worden gedeeld met het waterschap, waardoor de komende versies van SNvU ook actueler worden.

Wanneer lopende het project (NKO en/of VKA fase) een dieper detailniveau aan toetsen of ontwerpen nodig is dan wordt deze TUN hierop aangevuld. De TUN is daarmee een groeidocument dat te allen tijde aansluit op het detailniveau van de verschillende faalmechanismen.

2 Documenten ICU

2.1 Inleiding

Aan voorliggende technische uitgangspuntennotitie liggen een aantal referentiedocumenten ten grondslag. Dit hoofdstuk geeft de belangrijkste documenten en de rol van deze documenten binnen het project Sterke Lekdijk weer. De volledige referentielijst is te vinden achterin deze rapportage.

2.2 Programma Sterke Lekdijk

Binnen het Programma Sterke Lekdijk is een Strategische Nota van Uitgangspunten Sterke Lekdijk [1] opgesteld. In deze Strategische Nota van Uitgangspunten staan de technische uitgangspunten generiek beschreven. Hiermee wordt de uniformiteit gewaarborgd tussen de verschillende deeltrajecten.

2.3 Landelijk

Het ontwerpinstrumentarium [16] is afgeleid van het wettelijk beoordelingsinstrumentarium (WBI) en geeft rekenregels ten behoeve van het ontwerp van waterkeringen op basis van overstromingskansen. Op dit moment wordt gewerkt aan versie 5 van het ontwerpinstrumentarium (OI). Wanneer deze nieuwe versie verschijnt en wat er precies gaat veranderen is nog niet bekend. Uitgangspunt is dat met de meest recente versie van het OI wordt gestart. Op dit moment is dit het OI2014v4. Naast het OI zal mogelijk gebruik worden gemaakt van verschillende factsheets die destijds door Kennisplatform Risicobenadering (KPR) zijn opgesteld. Inmiddels is KPR veranderd in Adviesteam Dijk Ontwerp (ADO). De verschillende factsheets van KPR zijn in Tabel 2-1 weergegeven.

Tabel 2-1: Overzicht van de beschikbare KPR factsheets (Maart 2019)

Toepassing nieuwe normering	Betekenis van de norm
	Semi-probabilistisch ontwerpen
	Lengte-Effect
	Faalkansbegroting
	Overschrijdingskans ontwerpbelasting
	Vak grootte
	Schematiseringsonzekerheid
	Post overig en indirecte faalmechanisme
	UGT-BGT bij ontwerp waterkeringen
	Omgang met waterbezwaar
	Ontwerpen van waterkeringen bij overgang normtraject
HR	Bepaling hoogtefrequentie HR kunstwerken
	Golfcondities voor ontwerpen en toetsen
Macrostabieleit	Verkeersbelasting en macrostabieleit
	Buitenwaartse macrostabieleit
	Macrostabieleit in combinatie met golfoverslag
	Adviesteam Dijkontwerp: Rode draden nr. 3 - Werkwijze falen door macrostabieleit
	Omgang met grensspanning in het ontwerp

Bovenstaande informatie wordt aangevuld met de beschikbare schematiseringshandleidingen en kennis ontwikkeld uit de diverse Project Overstijgende Verkenningen (POV).

2.4 Beheerorganisatie HDSR

Vanuit de beheersorganisatie HDSR zijn eisen of regels gesteld aan het dijkontwerp. Onderstaand overzicht geeft de documenten weer die zijn overlegd vanuit de beheerorganisatie:

- Basisspecificatie Primaire waterkeringen (BSPWK) [1];
- Beheer en Onderhoudsdocumenten.
- Een door het algemeen bestuur van HDSR goedgekeurd Groot Onderhoudsplan Primaire Waterkeringen d.d. 6 juli 2022.

3 Waterveiligheidsopgave

3.1 Veiligheidseisen

Naast een waterkerende functie vervult de dijk ook nog andere functies. Voor iedere functie van de dijk is een grenstoestand te bepalen, die eisen stelt aan het ontwerp van de dijk. Onderscheid wordt hierbij gemaakt tussen de uiterste grenstoestand (UGT) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). De uiterste grenstoestand is het moment dat de dijk op het punt staat van bezwijken en nog maar net aan zijn waterkerende functie kan voldoen.

De BGT situatie geeft inzicht voor beheer voor het wel of niet toelaten van verkeer onder relatief extreme omstandigheden. Er heeft nog geen afstemming plaatsgevonden wanneer dit inzicht vanuit de BGT situatie verkregen moet worden.

In de Verkenningsfase, (stap 1; NvU) en (stap 2; NKO) wordt er alleen gerekend met de UGT. De beschrijving van andere toestanden staat uitgewerkt in hoofdstuk 6 (technische werkwijze per faalmechanisme).

3.2 Normering overstromingskans

ICU maakt deel uit van normtraject 44-1. Dit normtraject loopt van de hoge gronden bij Amerongen tot aan de Beatrixsluizen bij Nieuwegein. In de Waterwet is de signaleringswaarde voor dit normtraject vastgesteld op 1/30.000 per jaar en een maximale toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. Het gehele normtraject heeft een lengte van 32,4 kilometer.

3.3 Het Instrumentarium

Gebruik wordt gemaakt van het ontwerpinstrumentarium (OI) dat is afgeleid van het wettelijk beoordelingsinstrumentarium (WBI). Het OI geeft een set rekenregels voor het ontwerpen van waterkeringen op basis van overstromingskansen.

Aanvullend op deze set rekenregels is voortschrijdend inzicht vastgelegd in factsheets van het Kennisplatform Risicobenadering (KPR). De rol van het KPR is overgenomen door het Adviesteam Dijkontwerp (ADO).

Het basisinstrumentarium (BOI) is bedoeld om primaire waterkeringen te beoordelen of te ontwerpen op basis van een realistische overstromingskans. De volgende ontwikkelingen worden beoogd in het BOI programma (zie helpdeskwater):

- Gecombineerde toetssporen voor bekledingen en reststerkte
- Geotechnische toetssporen (piping en macrostabiliteit)
- Hydraulische belastingen
- Het toetsspoor voor zandige keringen

3.4 Zichtjaar

Voor het ontwerp van de waterkering is het zichtjaar vastgesteld op 2073. Uitgaande van een waterkering uit grond met een levensduur van 50 jaar en het gekozen referentiejaar van 2023 wat aansluit op het aangrenzende deeltraject CUB.

3.5 Ontwerplevensduur

Bij het ontwerpen van de grondlichamen wordt uitgegaan van een levensduur van 50 jaar. Voor kunstwerken en waterkerende constructies wordt uitgegaan van een levensduur van 100 jaar.

Een ontwerp moet vervolgens worden geoptimaliseerd op basis van een levenscyclusbenadering (LCC). Dat wil zeggen, dat de kosten van de investering, beheer en onderhoud (zowel dagelijks als groot onderhoud), en vervanging moeten worden geoptimaliseerd over een periode van 100 jaar.

3.6 Faalkansbegroting

Voor het ontwerp wordt uitgegaan van de standaard faalkansbegroting conform het OI2014v4 [16] omdat er op voorhand van het ontwerp geen faalmechanismen zijn uit te sluiten. Daarnaast is het gebruikelijk om binnen een normtraject één faalkansbegroting toe te passen. Bij de overige deeltrajecten binnen het project Sterke Lekdijk (normtraject 44-1) is ook uitgegaan van de standaard faalkansbegroting. In tabel 3-1 is een overzicht gegeven van de standaard faalkansbegroting.

Tabel 3-1: Standaard faalkansbegroting conform SNvU [1]kansbegroting.

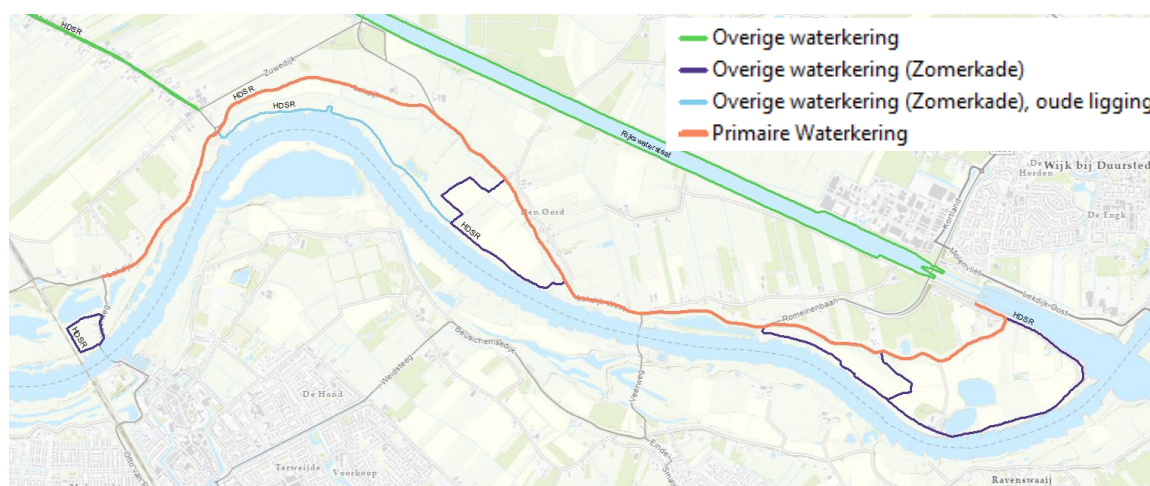
Toetsspoor	Faalmechanisme	Faalkansruimtefactor
Kering	Hoogte	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabilliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
	Duinafslag	0,00
Overige toetssporen		0,30
Totaal		1,00

Het OI2014 v4 [16] geeft ruimte om de standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de ontwerp-opgave voor de primaire waterkering te optimaliseren. Bij het opstellen van dit uitgangspuntenrapport is de standaard faalkansruimte verdeling aangehouden; bij de nadere uitwerking van het voorkeursalternatief in een volgende fase kan deze faalkansruimteverdeling worden geoptimaliseerd. Het aanpassen van de faalkansbegroting is een uiterste maatregel die nu niet is voorzien. Het aanpassen van de faalkansbegroting gebeurt op programmaniveau voor een geheel dijktraject. (Voor ICU, dijktraject 44-1).

4 Huidige situatie

4.1 Inleiding

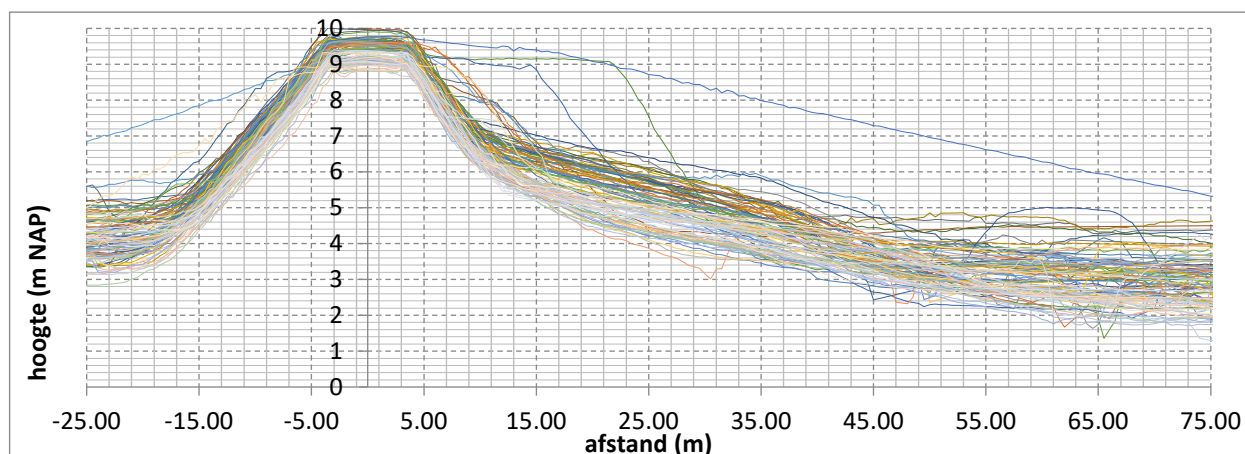
In figuur 4.1 is een overzicht gegeven van de diverse type waterkeringen in het projectgebied. In het dijkversterkingsproject ICU wordt de primaire waterkering versterkt (oranje gemarkeerd). In dit hoofdstuk is beschreven hoe de geometrie van de waterkering op basis van dwarsprofielen, de hoogte van de kruin, de maaiveldhoogte van het achterland en de afmetingen van de watergangen aan de binnenzijde van de waterkering zijn bepaald. Voor de uitwerking van de deklaagdiktes en de dikte van het eerste watervoevende pakket wordt verwezen naar paragraaf 8.4 en 8.5.



Figuur 4.1: Type waterkeringen binnen het projectgebied ICU

4.2 Dwarsprofielen

Met behulp van een script is (in GIS) haaks op de as van de waterkering per dijkspaal een dwarsprofiel van de waterkering gegenereerd op basis van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN3). Dit is gedaan vanaf dijkspaal 106 tot en met 203. In figuur 4.1 is het resultaat weergegeven (links de buitenwaartse zijde en rechts binnenwaartse zijde). Het gehele dijktraject heeft een vergelijkbaar dwarsprofiel met een

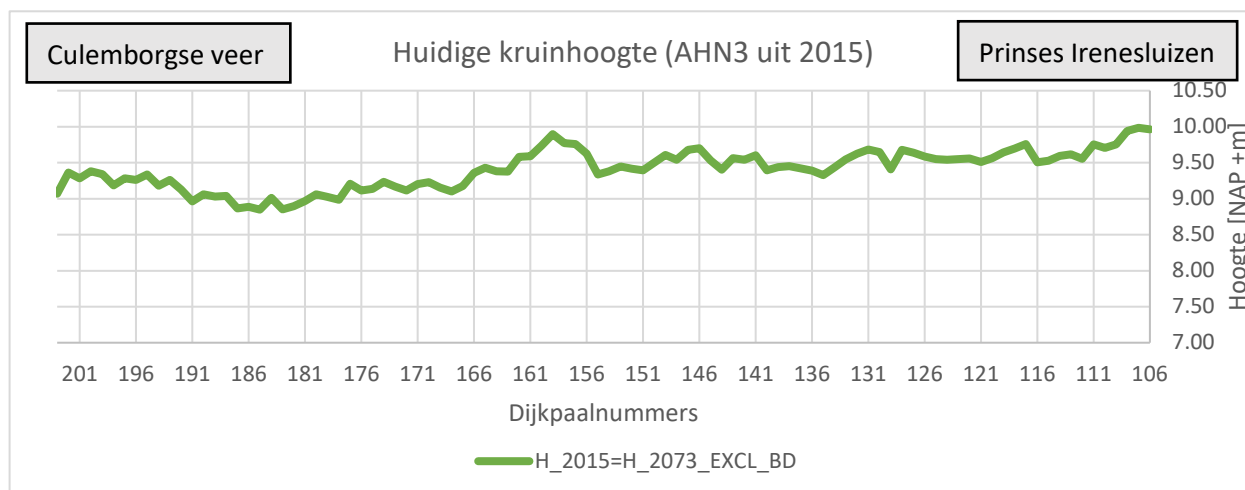


Figuur 4.2: Dwarsprofielen dijk per dijkspaal op basis van AHN3

berm aan de binnenzijde van de dijk. Deze bermen zijn in de jaren 80 aangebracht. Lokaal zijn er afritten aanwezig, zowel binnenwaarts als buitenwaarts.

4.3 Hoogte waterkering

De huidige kruinhoogte is bepaald aan de hand van de Algemene Hoogtekaart Nederland (AHN3). Dit correspondeert met het jaartal 2015, omdat dit het jaartal is waarbij de data voor de AHN3 is ingewonnen. Voor het achterland en voorland wordt de gemiddelde hoogte niet bepaald.

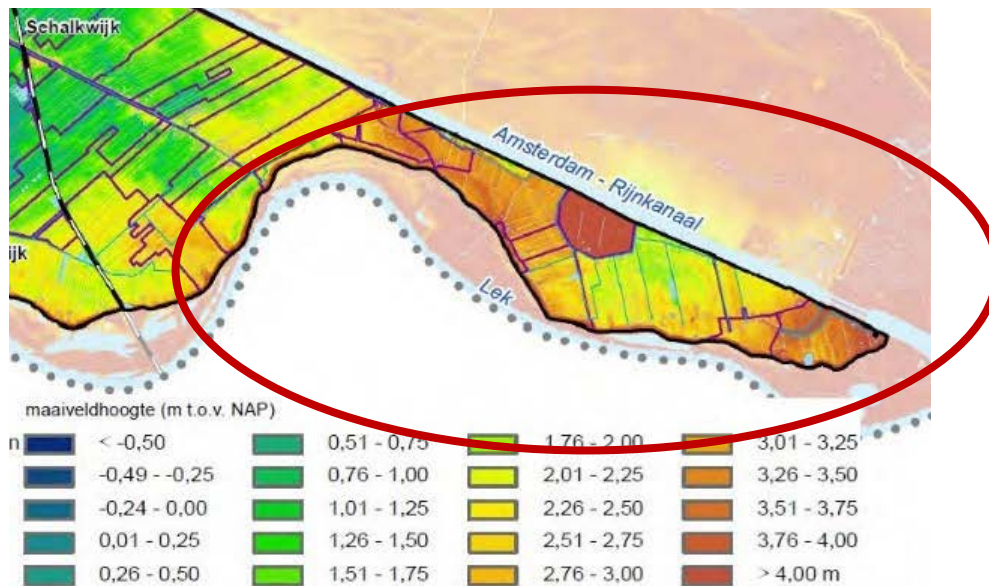


De hoogtelijn uit figuur 4.3 is de hartlijn van de kruin bij $x=0$ uit figuur 4.2. Dit sluit aan op de schematiseringshandleiding Hoogte, waarbij gedefinieerd wordt welke hoogte representatief is voor een locatie.

Naast de AHN is ook een DTM gemaakt door het bedrijf Kavel 10. Mocht dit tot verschil leiden met de gehanteerde AHN3 dan wordt dit verschil in het VKA inzichtelijk gemaakt en verder uitgewerkt.

4.4 Maaiveldhoogte achterland

Op basis van de AHN3 kan er snel een beeld gevormd worden over de hoogteligging van het achterland. Het hele projectgebied ligt tussen de Lek en het Amsterdam – Rijnkanaal. Het gebied kent diverse zomer-, winter- en vaste peilen.



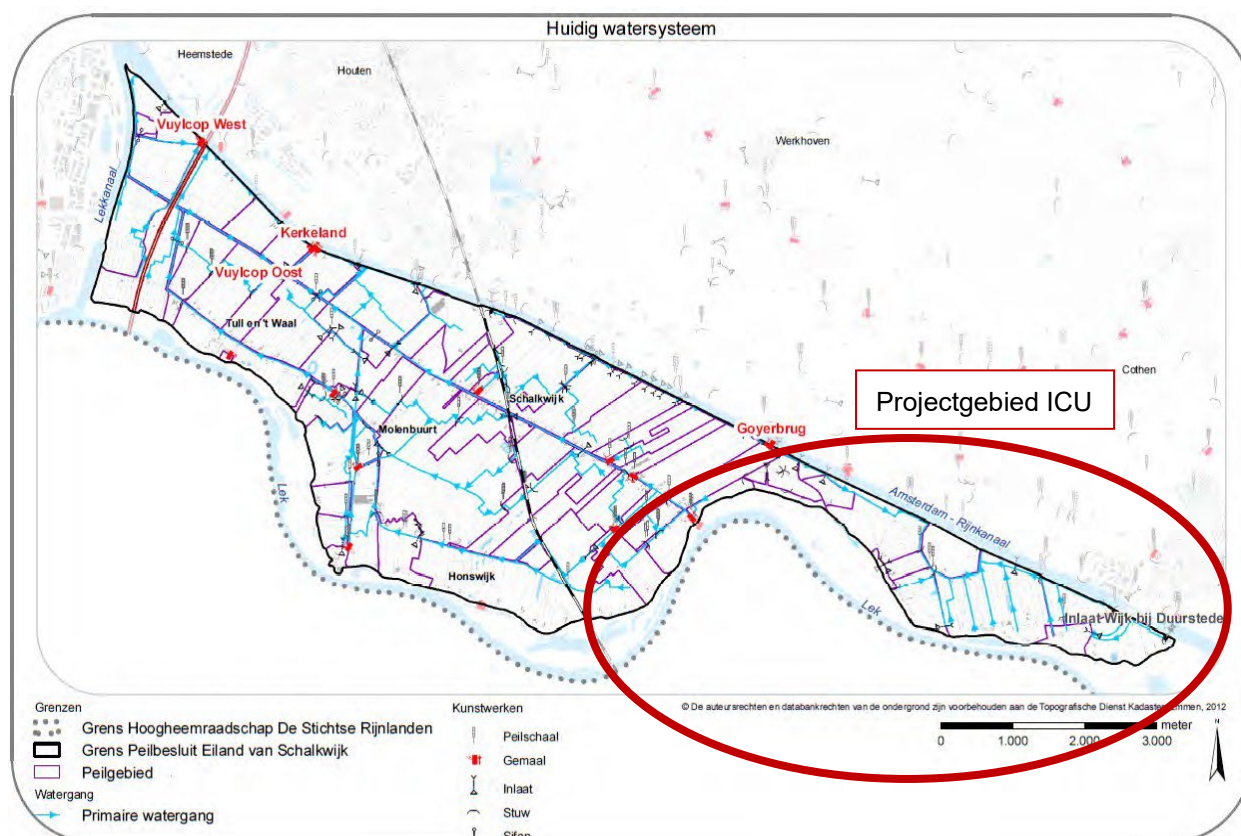
Figuur 4.4: Maaiveldhoogte achterland ICU o.b.v. de AHN3

4.5 Watergangen en leggerprofiel

Het projectgebied ligt ingesloten tussen de Lek en het Amsterdam – Rijnkanaal. Een inlaatgemaal bij Wijk bij Duurstede aan de west kant van de Prinses Irenesluizen ligt in de kering vlakbij dijkpaal 107.

De afmetingen van de watergangen/ leggerprofiel kunnen online worden opgezocht op de website van HDSR. De online legger maakt onderscheid in de volgende categorieën watergangen:

- Primair oppervlaktewater
- Secundair oppervlaktewater
- Tertiair oppervlaktewater



Figuur 4.5: Huidige waterhuiskundige situatie Eiland van Schalkwijk

5 Dijkvakindeling

5.1 Inleiding

De keuzes voor de dijkvakindeling hebben een belangrijke invloed op de betrouwbaarheid van de berekeningen en bevordert een efficiënt en werkbaar ontwerpproces. Bij het vaststellen van een dijkvakindeling is in eerste instantie gekeken naar het mechanisme macrostabiliteit met de volgende kenmerken:

- Geometrie van de waterkering
 - Verandering in breedte- en hoogteligging voorland
 - Verandering in maaiveldhoogte achterland
 - Verandering in steilheid taluds waterkering
 - Aanwezigheid steunberm
- Bodemopbouw
 - Verandering in bodemopbouw (aanwezigheid tussenzandlaag/geul)
 - Verandering in dikte deklaag achterland
 - Korrelgrootte
- Hydraulische randvoorwaarden
 - Verandering in stijghoogterespons in watervoerend zandpakket
 - Verandering in peilgebied

Naast de techniek heeft ook het landschappelijke aspect een rol gespeeld bij de totstandkoming van de dijkvakindeling.

5.2 Overzicht dijkvakindeling

Vanuit geotechnisch oogpunt is een vakindeling opgesteld wat heeft geleid tot Geo vak 1 tot en met 15. In de NKO fase zijn de Geo vakken vanuit Techniek geïntegreerd met de dijkvakindeling vanuit Landschap dijkvak 1 t/m dijkvak 8. De dijkvakindeling met Geo vakken is weergegeven in tabel 5-1.

Tabel 5-1: dijkvakindeling techniek o.b.v. macrostabiliteit binnenwaarts.

Dijk vak	Geo vak (STBI_x)	Van	Tot	Toelichting
1	1	106+00	107+60	Schaardijk en afwijkende oriëntatie t.o.v. STBI_2. DP106 is gekozen vanwege de maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw
2a	2	107+60	116+50	DP115 is gekozen vanwege de representatieve geometrie met een laag achterland en teensloot, representatieve bodemopbouw
2b	3	116+50	118+50	Maatwerklocatie: wiel in het achterland. Bodemdiepte tot ongeveer NAP -5,0 meter. Afwijkend van STBI_2 en STBI_4
2c	4	118+50	130+50	Verschildt met STBI_5 in voorland hoogte en lengte. Afwijkende buitenwaartse geometrie 1:4. DP126 is gekozen vanwege de maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw.
3	5	130+50	140+60	Voorland hoogte verschilt met STBI_4 in voorland hoogte en lengte, DP136 is gekozen vanwege maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw binnen STBI_5.

4	6	140+60	146+50	Voorland ligt veel hoger dan bij STBI_4 en er is geen strang of geul buitenwaarts. lengte, maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw binnen STBI_5. DP144 is gekozen vanwege Maatgevende geometrie, representatieve bodemopbouw
5a	7	146+50	154+50	Oriëntatie is afwijkend van STBI_6. Bij STBI_8 start een nieuwe bodemopbouw met een horizontale zandbaan. DP153 is gekozen vanwege de representatieve bodemopbouw en maatgevende geometrie
5b	8	154+50	160+50	Afwijkende bodemopbouw van STBI_7 en STBI_9 vanwege een horizontale doorlopende zandlaag/ zandbaan. DP156 is gekozen vanwege de dunste deklaag in het achterland
6a	9	160+50	166+00	STBI_9 heeft een iets dunnere deklaag in het achterland dan bij STBI_10. DP164 is gekozen vanwege maatgevende geometrie
6b	10	166+00	171+50	Vanwege het kleine verschil met een zeer dunne zandlaag die vermoedelijk niet doorloopt is gekozen om STBI_9 en STBI_10 te combineren en 1 berekening uit te voeren van STBI.
6c	11	171+50	174+50	DP172 is gekozen vanwege representatieve geometrie, maatgevende bodemopbouw (dunne deklaag) binnen STBI_11 vanwege een doorlopende tussenzandlaag/ baan binnen het vak.
6d	12	174+50	187+00	DP183 is gekozen vanwege maatgevende geometrie, maatgevende bodemopbouw (veel veen) dan bij STBI_13. Ook het voorland is een stuk langer dan bij STBI_13. De hoogte van het voorland verschilt.
7	13	187+00	194+50	Het vak loopt tot een volgende horizontale doorlopende zandlaag/ baan, namelijk STBI_14. DP190 is gekozen vanwege maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw binnen het vak STBI_13
8a	14	194+50	202+50	DP198 is gekozen vanwege maatgevende geometrie en maatgevende bodemopbouw. Er is een grote horizontale doorlopende zandlaag/ baan aanwezig. De deklaag in het achterland is hier zeer dun
8b	15	202+50	206+00	De bodemopbouw is veel meer klei dan bij STBI_14. Het vak loopt tot en met een gedeelte in CUB om de overgang m.b.t. macrostabiliteit en met name piping inzichtelijk te krijgen.

*Deeltraject ICU loopt officieel tot dijkspaal 203+00. Om de overgang tussen ICU en CUB inzichtelijk te krijgen is voor STPH en STBI een apart Geo vak gemaakt (laatste 50 meter ICU + eerst 300 meter CUB).

De dijkvakindeling vanuit het NKO is gelijk aan de dijkvakindeling uit de NvU en sluit aan op de landschapsvakken 1 tot en met 8.

De geovakken (14 technische vakken) zijn voornamelijk gebaseerd op de mechanismen macrostabiliteit en piping¹. Voor andere mechanismen is een versimpelde indeling gemaakt (zoals GEBU en GABI) wat aansluit op de grenzen vanuit macrostabiliteit.

¹ Voor piping is per dijkspaal een berekening gemaakt, dus niet per geovak

6 Sterkte/ technische werkwijze per faalmechanisme

6.1 Hoogte i.c.m. golfoverslagdebiet

6.1.1 Faalkanseis op doorsnedeniveau

De benodigde kruinhoogte wordt bepaald bij een kans op doorsnedeniveau. De relatie tussen de faalkans op doorsnedeniveau en het trajectniveau kan voor hoogte worden bepaald met onderstaande vergelijking conform het OI2014v4 [16].

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$
Vergelijking 6.1

Waarin:

$P_{eis,dsn}$:	Faalkanseis op doorsnedeniveau [1/jaar]
P_{max} :	Faalkanseis op trajectniveau [1/jaar]
ω :	Faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme [-]
N :	Lengte-effectfactor [-]

Voor de hoogte en het faalmechanisme grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB) is de lengte-effectfactor N vastgesteld per traject. Deze kan variëren van 1 tot 3. Voor normtraject 44-1 is een lengte-effectfactor van 1 vastgesteld [2]. Tabel 6-1 geeft een overzicht van de gehanteerde uitgangspunten en resultaten bij het bepalen van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor hoogte en het faalmechanisme GEKB, welke in hoofdstuk 6.5 verder is uitgewerkt. Na invulling van de formule wordt een faalkanseis op doorsnedeniveau verkregen van 1/41.667 per jaar.

Tabel 6-1:Uitgangspunten voor de bepaling van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme hoogte

Naam	Standaard	Eenheid
Signaleringswaarde normtraject 44-1	1/30.000	1/jaar
Maximaal toelaatbare overstromingskans normtraject 44-1	1/10.000	1/jaar
Faalkansbudget voor het faalmechanisme hoogte	24	%-
Lengte-effectfactor	1	[-]

6.1.2 Hydraulisch belastingniveau (HBN)

De waterstanden en benodigde kruinhoogtes bij een overslagcriterium van 10 l/s/m, 5 l/s/m en 1 l/s/m zijn al bepaald voor de gehele Sterke Lekdijk (bijlage A van de Strategische Nota van Uitgangspunten [3]). Deze waarden dienen als input voor de veiligheids- en de ontwerpogave. Eventuele aanpassingen in het zichtjaar, het toelaatbaar overslagdebiet of de taludhelling zijn van invloed op de HBN's.

De afleiding voor de benodigde kruinhoogtes bij een overslagcriterium van 0,1 l/s/m is door team CUB al eerder gedaan conform de Strategische Nota van Uitgangspunten.

In de Verkenning van hoofdmechanismen wordt uitgegaan van een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m voor de uiterste grenstoestand.

6.1.3 Toeslagen

De kruinhoogte van de dijk dient gedurende de hele levensduur van de dijk te voldoen. Daarom worden in het ontwerp onderstaande toeslagen meegenomen.

Robuustheidstoeslag

Conform het OI2014v4 [2] wordt er in het ontwerp geen rekening gehouden met een robuustheidstoeslag. In de huidige ontwerpmethodiek (Hydra-NL) worden modelonzekerheden meegenomen in de statistiek waarbij een voldoende mate van robuustheid is verwerkt. Geacht wordt dat in de huidig vastgestelde hydraulische randvoorwaarden voldoende robuustheid zit waardoor een extra robuustheidstoeslag overbodig is.

Toeslag voor bodemdaling

De kruinhoogte moet tot het zichtjaar 2073 voldoen, waarbij rekening wordt gehouden met de autonome bodemdaling gedurende deze periode binnen het projectgebied. Deze autonome bodemdaling is conform de SNvU [1] toegepast.

Toeslag voor restzetting

Restzetting is de zetting die optreedt vanaf de oplevering van de dijkverbetering tot aan het einde van de levensduur (zichtjaar 2073). Voor de ontwerpogave wordt geen rekening gehouden met restzetting die optreedt na de oplevering van de dijkverbetering. Er wordt gekeken naar de situatie aan het einde van de levensduur (ontwerpprofiel) en niet naar de situatie na oplevering (opleverprofiel). Hierbij wordt aangenomen dat consolidatie ten gevolge van het aangebrachte ontwerpprofiel volledig is voltooid.

6.2 Piping

Voor het bepalen van de benodigde pipingmaatregelen zijn de volgende parameters nodig:

- **Intrede- en uitredepunt**

Bij aanwezigheid van voorland mag volgens de “Schematiseringshandleiding Piping” zonder onderbouwing als aanwezige kwelweglengte de dubbele dijkbasis in rekening worden gebracht, op voorwaarde dat de aanwezigheid is geverifieerd. Het intredepunt bevindt zich dan op een afstand van 1x de dijkbasislengte buiten de buitenteenlijn in het voorland of langs de oever van de rivier indien het voorland smaller is dan 1x de dijkbasislengte (bijvoorbeeld bij een schaarlijk). De dijkbasislengte is per dijkpaal bepaald door middel van dwarsprofielen per dijkpaal op basis van AHN3. Hiermee is de afstand bepaald tussen de buitenteenlijn en de binnenteenlijn/teensloot. Het uitredepunt is bepaald aan de hand van dwarsprofielen per dijkpaal op basis van AHN3. Het uitredepunt ligt bij de binnenteen of teensloot indien deze aanwezig is. Wanneer de teensloot zich op een relatief grote afstand (ca. 20 m) van de binnenteen bevindt, is de binnenteen als maatgevend beschouwd. In het VKA dient aanvullende onderzoek (handboringen en geofysisch) beschikbaar te zijn om daadwerkelijk de aanwezigheid en dikte van een deklaag in het voorland te verifiëren.

- **Deklaag**

De bovenzijde van de cohesieve deklaag (maaiveldhoogte ter hoogte van de binnenteen/achterland en het voorland) is bepaald aan de hand van dwarsprofielen per dijkpaal op basis van AHN3. De onderzijde van de cohesieve deklaag is bepaald aan de hand van het geotechnisch grondonderzoek. Het volumiek

gewicht is bepaald op basis van een combinatie van het veld- en laboratoriumonderzoek binnen het deelgebied CUB en ICU.

- **Watervoerend zandpakket**

Voor de doorlatendheid van het watervoerend zandpakket is uitgegaan van een doorlatendheid van 70 m/dag. Deze waarde is overgenomen van het deeltraject Wijk bij Duurstede-Amerongen (WAM), waar middels een pompproof de doorlatendheid van het gehele watervoerend pakket van Echteld en Kreftenheye is bepaald. Op basis van een vergelijking tussen de doorlatendheden die zijn bepaald bij het maatwerkonderzoek van CUB is dit een conservatieve rekenwaarde voor de doorlatendheid.

De onderzijde van het watervoerend pakket is bepaald op basis van BRO REGIS II v2.2. Per dijkpaal is in GIS bekeken op welk niveau de bovenzijde van de eerste kleiige eenheid van de formatie van Waalre (WAK1) zich bevindt. De dikte van het watervoerend pakket volgt dan uit de afstand tussen de onderzijde van de cohesieve deklaag en de onderzijde van het watervoerende pakket.

- **d₇₀ waarde**

De korrelgrootte d₇₀ is bepaald op basis van korrelverdelingen van monsters langs het traject ICU. Hierbij is afgeweken van de SNvU om de d₇₀ aan te houden conform de defaultwaarden uit het WBI-SOS. De d₇₀ uit de zeefproeven komen overeen met de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de korrelverdelingen uit laboratoriumonderzoeken bij CUB en WAM. De aangenomen waarden zijn vastgesteld in overeenstemming met HDSR. De waarde van de d₇₀ is echter wel aan de gunstige kant bevonden, waardoor rekening moet worden gehouden met een optimalisatie van de korrelgrootte. Binnen de veiligheidsanalyse kan een gevoeligheidsanalyse worden gemaakt om inzicht te krijgen wat de impact kan zijn van deze optimalisatie.

In de analyse voor de korrelgrootte d₇₀ is onderscheid gemaakt tussen het watervoerend zandpakket en dikke en dunne zandtussenlagen. In de analyse van de korrelgrootte zijn de zandmonsters dicht (< 2 m) onder de deklaag meegenomen, aangezien hier piping zal optreden. Voor de afleiding van de karakteristieke waarden is een lognormale verdeling conform “schematiseringshandleiding piping” verondersteld. De waarden staan weergegeven in Tabel 8-3.

- **Waterstanden**

Voor de waterstand binnendijks is het maaiveldniveau aangehouden tenzij dit vanuit waterbeheer niet mogelijk is. Voor de buitenwaterstand is de WBN bij zichtjaar 2073 aangehouden.

Daarnaast dient ook de faalkanseis op doorsnedeniveau te worden afgeleid. De relatie tussen de faalkans op doorsnedeniveau en het trajectniveau kan voor piping worden bepaald met onderstaande vergelijkingen uit het OI2014v4 [2].

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad \text{Vergelijking 6.2}$$

Waarin:

$P_{eis;dsn}$:	Faalkanseis op doorsnedeniveau [1/jaar]
P_{max} :	Faalkanseis op trajectniveau [1/jaar]
ω :	Faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme [-]
N :	Lengte-effectfactor [-]

De lengte-effectfactor voor het faalmechanisme piping wordt afgeleid met onderstaande vergelijking.

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{\text{traject}}}{b}$$
Vergelijking 6.3

Waarin:

- L_{traject} lengte van het normtraject waarop de norm van toepassing is [m]
 a de fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme [-]
 b lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme [m]

In het OI2014v4 [16] zijn de waarden voor de parameters a en b gegeven. Deze zijn in Tabel 6-2 opgenomen. De lengte van het normtraject 44-1 bedraagt 32,4 kilometer. Het faalkansbudget is gelijk aan 24% (zie paragraaf 3.6). Voor het faalmechanisme piping volgt dan een faalkanseis op doorsnedeniveau van $2,44 \cdot 10^{-7}$ per jaar.

Tabel 6-2: parameters a en b voor het afleiden van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor piping

Faalmechanisme	Watersysteem	a [-]	b [-]
Piping	Bovenrivierengebied	0,90	300

Voor piping zijn drie deelfaalmechanismen van toepassing: opbarsten, heave en piping. Elk (deel) faalmechanisme heeft een interactie met de ander. Bij het falen van de primaire waterkering op piping moet elk van deze mechanismen zijn opgetreden. Ofwel, de waterkering voldoet wanneer ten minste één van de deelfaalmechanismen voldoet. Als eerst wordt de controle op opbarsten en heave gedaan. Wanneer kan worden aangetoond dat opbarsten en heave van de deklaag met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten is nadere controle op piping van de watervoerende zandlaag niet benodigd. Wanneer aannemelijk is dat opbarsten of heave een rol spelen, moet ook op piping van de watervoerende zandlaag (of zandlagen) worden gecontroleerd.

6.2.1 Deelfactoren piping

Conform het OI2014v4 [16] worden er veiligheidsfactoren in de piping berekening toegepast. Deze worden per deel-faalmechanisme bepaald met onderstaande formules:

$$\gamma_{up} = 0,48 \cdot e^{0,46\beta_{eis;dsn} - 0,27\beta_{max}}$$
Vergelijking 6.4

$$\gamma_{he} = 0,37 \cdot e^{0,48\beta_{eis;dsn} - 0,30\beta_{max}} \gamma_{pip}$$
Vergelijking 6.5

$$\gamma_{pip} = 1,04 \cdot e^{0,37\beta_{eis;dsn} - 0,43\beta_{max}}$$
Vergelijking 6.6

Waarin:

- γ_{up} Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme opbarsten

γ_{he}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme heave
γ_{pip}	Veiligheidsfactor voor het deel-faalmechanisme piping
$\beta_{eis;dsn}$	Betrouwbaarheidsindex behorende bij de maximaal toelaatbare overstromingskans
β_{max}	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede

De betrouwbaarheidsindex wordt afgeleid conform onderstaande formule:

$$\beta_{eis;dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis;dsn}) \quad \text{Vergelijking 6.7}$$

Waarin:

Φ	Inverse standaard normaalverdeling
$P_{eis;dsn}$	Faalkanseis op doorsnedeniveau

6.2.2 Schadefactor

Voor opbarsten, heave en piping worden verschillende schadefactoren gehanteerd. Deze zijn vastgelegd in het OI2014v4 [16 en in Tabel 6-3 weergegeven.

6.2.3 Schematiseringsfactor

Op basis van de schematiseringsfactoren uit de direct naastgelegen deeltrajecten WAM en CUB wordt ook voor ICU een schematiseringsfactor van 1,1 gehanteerd voor het hoofdmechanisme piping.

6.2.4 Veiligheidsfactoren

Voor de deelfaalmechanismen zijn de minimaal vereiste veiligheidsfactoren berekend met onderstaande formule. Voor de onderstaande uitwerking is uitgegaan van een schematiseringsfactor van 1.1.

$$F_{min} = \gamma_n \cdot \gamma_b \quad \text{Vergelijking 6.8}$$

Waarin:

F_{min}	Minimaal vereiste stabiliteitsfactor per deel-faalmechanisme
γ_n	Schadefactor
γ_b	Schematiseringsfactor

Tabel 6-3: Factoren per deel-faalmecanisme

Deel-faalmecanisme	$F_{min;up}$	$F_{min;he}$	$F_{min;pip}$
Schadefactor	1,78	1,36	1,35
Veiligheidsfactor	1,96	1,49	1,49

6.2.5 Schematisatie piping berekening

In deze paragraaf is de schematisatie van de geometrie per deelfaalmecanisme weergegeven.

Per dijkpaal wordt een piping berekening volgens de Sellmeijer methode uitgevoerd. Hierbij wordt gelet op de volgende kenmerken:

- Aanwezigheid van een dunne deklaag in het achterland. Een dunne deklaag leidt tot een lage opbarstveiligheid.
- Aanwezigheid van (hoger gelegen) tussenzandlagen. Praktisch zal aangehouden worden dat zandlagen dunner dan 1,5 m niet piping gevoelig zijn indien deze zijn ingesloten tussen dikke cohesieve lagen. De tussenzandlagen mogen geen contact maken met de pleistocene zandlaag. Dit wordt gecontroleerd op basis van het geotechnisch lengteprofiel, sonderingen en boringen ter plaatse van het voorland, kruin, binnendijks en achterland. Doorlopende horizontale zandlagen worden wel gecontroleerd op piping.

De dwarsprofielen per dijkpaal worden opgebouwd met behulp van het AHN3. Door de aanwezigheid van waterpartijen in het voor- en achterland kan de AHN3 niet voorzien van hoogtes, in het geval van een waterpartij dus waterbodempromfielen. Er wordt gebruik gemaakt van de beschikbare GIS data "Hydro objecten" om bodemdieptes te bepalen. Voor maatwerklocaties kan het betekenen dat er een aparte inspectie in het veld moet worden uitgevoerd. Voor het opstellen van het dwarsprofiel zijn onderstaande kenmerken relevant.

- Maaiveldhoogte van het voor- en achterland;
- Aanwezigheid teensloot, bodempromfiel
- Aanwezigheid berm;
- Lengte van het voorland.(onderzoek voorland vindt plaats in begin VKA)

Indien lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld en eventueel als een maatwerklocatie in een latere fase.

De kwelweglengte speelt bij een beoordeling op het faalmecanisme piping een belangrijke rol. De kwelweglengte is de afstand die het kwelwater moet afleggen om onder de dijk door te stromen, gemeten vanaf het intredepunt tot aan het uitredepunt. De ligging van het in- en uitredepunt wordt bepaald op basis van de ORZW [4]. Hierbij wordt rekening gehouden met de ligging van het voorland, eventuele aanwezigheid van strangen, waterlichamen, sloten enzovoorts. De informatie over de deklaagdiktes is hierbij essentieel.

Wanneer dat niet het geval is, wordt het uitredepunt bepaald door de locatie van opbarsten. De locatie van opbarsten volgt uit de opbarstberekening. De potentiële opbarstlocaties die onderzocht worden zijn:

- Teensloot (kopse kant en een langslopende);
- Binnenteen

Belastingssituatie opbarsten

Naast bovenstaande uitgangpunten betreffende de geometrie is voor het deelfaalmecanisme opbarsten ook het volumiek gewicht van de aanwezige grondlagen een belangrijke parameter. Het volumiek gewicht is bepaald op basis van het laboratoriumonderzoek en zijn weergegeven in Tabel 8-1.

In de uiterste grenstoestand (UGT) wordt er rekening mee gehouden, dat het polderpeil gelijk is aan het maaiveldniveau. Dit wordt per dijkpaal beschouwd en kan uiteindelijk worden doorvertaald naar een oordeel op dijkvakniveau.

Op basis van de peisbuismetingen worden responsfactoren afgeleid langs het deeltraject ICU. De responsfactor bepaalt de mate waarin de buitenwaterstand bij maatgevend hoogwater de stijghoogte in het achterland beïnvloedt. De responsfactor is bepaald aan de hand van de beschikbare peilbuismetingen in het achterland of de binnenteen van de dijk. Door middel van extrapolatie van de hoogste waterstand, gemeten gedurende een hoogwatergolf van enige duur, kan de stijghoogte bij extreme maatgevende waterstanden (WBN) worden afgeleid. Deze methode is een sterke versimpeling van de realiteit. Voor de responsfactor r_{exit} wordt een bovengrenswaarde gehanteerd met een variatiecoëfficiënt van 0,1 [5]. Hierbij worden de modelonzekerheden voor het gebruik van deze methode deels verdisconteerd. Op basis van een vergelijking tussen de responsfactoren die zijn afgeleid voor CUB en JAV (deeltraject Jaarsveld – Vreeswijk) is de bovengrenswaarde voor de responsfactor een conservatief uitgangspunt. Wel wordt geadviseerd een gevoeligheidsanalyse uit te voeren waarbij de beschikbare metingen worden gefit aan de numerieke geohydrologische berekeningen conform [6].

Het verschil in stijghoogte waarbij de deklaag zal opbarsten is het kritieke stijghoogteverschil en is te berekenen met onderstaande formule:

$$\Delta\Phi_{c,u} = D_{deklaag} \cdot \frac{\gamma_{sat} - \gamma_{water}}{\gamma_{water}} \quad \text{Vergelijking 6.9}$$

Waarin:

$\Delta\Phi_{c,u}$	Kritiek stijghoogteverschil over de deklaag [m]
$D_{deklaag}$	Dikte van de deklaag [m]
γ_{sat}	Verzadigd volumiek gewicht deklaag [kN/m ³]
γ_{water}	Volumiek gewicht water [kN/m ³]

Het optredende stijghoogteverschil wordt als volgt berekend:

$$\Delta\Phi = \Phi_{exit} - h_{exit} = (h - h_{exit})r_{exit} \quad \text{Vergelijking 6.10}$$

Waarin:

$\Delta\Phi$	Optredend stijghoogteverschil [m]
Φ_{exit}	Stijghoogte in watervoerende laag bij uittredepunt [m t.o.v. NAP]
h_{exit}	Freatisch niveau bij uittredepunt [m t.o.v. NAP]
h	Niveau van de buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans P_{max} [m t.o.v. NAP]
r_{exit}	Responsfactor bij het uittredepunt [-]

De daadwerkelijke controle op opbarsten wordt uitgevoerd met onderstaande formule. In deze formule zijn de veiligheidsfactoren voor het deelfaalmechanisme verwerkt.

$$\Delta\Phi \leq \frac{\Delta\Phi_{c,u}}{\gamma_{up} \cdot \gamma_{b,up}}$$

Vergelijking 6.11

Waarin:

$\Delta\Phi$	Optredend stijghoogteverschil [m]	Vergelijking 6.13
$\Delta\Phi_{c,u}$	Kritiek stijghoogteverschil over de deklaag [m]	
γ_{up}	Betrouwbaarheidsindex afhankelijke veiligheidsfactor voor opbarsten [-]	
$\gamma_{b,up}$	Schematiseringsfactor, voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen bij het deel-faalmechanisme opbarsten [-]	

Belastingssituatie heave

Na opbarsten volgt de controle op het deelfaalmechanisme heave. Bij dit deelfaalmechanisme wordt de optredende heavegradiënt vergeleken met de kritieke heavegradiënt. De optredende heavegradiënt wordt conform OI2014v4 [2] berekend met behulp van de volgende formule:

$$i = \frac{\Delta\Phi_{exit} - h_{exit}}{D_{deklaag}}$$

Vergelijking 6.12

Waarin

i	Optredende heavegradiënt [-]
$\Delta\Phi_{exit}$	Stijghoogte in de watervoerende laag bij het uittredepunt [m t.o.v. NAP]
h_{exit}	Freatisch niveau bij uittredepunt [m t.o.v. NAP]
$D_{deklaag}$	Dikte deklaag [m]

De controle op heave vindt plaats met onderstaande formule. In de formule zijn ook de veiligheidsfactoren van het deelfaalmechanisme heave verwerkt:

$$i \leq \frac{i_{c,h}}{\gamma_{he} \cdot \gamma_{b,he}}$$

Waarin:

i	Optredende heavegradiënt [-]
$i_{c,h}$	Kritieke heavegradiënt, in het OI2014v4 gesteld op 0,3
γ_{he}	Betrouwbaarheidsindex afhankelijke veiligheidsfactor voor heave [-]
$\gamma_{b,he}$	Schematiseringsfactor, voor de onzekerheid over de ondergrond en de water(over)spanningen bij het deel-faalmechanisme heave [-]

Belastingssituatie piping

Met betrekking tot de hydraulische belastingen zal in het achterland bij extreem hoogwater (WBN) het freatisch peil in het achterland op het niveau van het laagste maaiveldpunt binnendijs tot 100 m uit het hart van de waterkering worden geschematiseerd.

Bij de controle op het deelfaalmecanisme piping wordt conform het OI2014v4 [2] de vergelijking gemaakt tussen het kritieke verval en het optredende verval. Het kritieke stijghoogteverschil is als volgt beschreven:

$$\Delta H_{c,p} = L \cdot F_{resistance} \cdot F_{scale} \cdot F_{geometry}$$

Vergelijking 6.14

Waarin:

$\Delta H_{c,p}$	Kritieke stijghoogteverschil piping [m]
L	Kwelweglengte van intredepunt tot uitredepunt $L = X_{exit} - X_{entry}$ [m]
F_i	Factoren te bepalen met het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer [-]

Het optredende stijghoogteverschil over de deklaag volgt uit:

$$\Delta H = h - h_{exit} - r_c \cdot D_{deklaag}$$

Vergelijking 6.15

Waarin:

H	Niveau van de buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans P_{max} [m t.o.v. NAP]
h_{exit}	Freatisch niveau, of hoogte van het maaiveld, bij uitredepunt [m t.o.v. NAP]
r_c	Reductiefactor voor de weerstand bij het uitredepunt [-]
$D_{deklaag}$	Dikte van de cohesieve deklaag [m]

$$F_{resistance} = \eta \frac{\gamma_{sub.particles}}{\gamma_{water}} \{\tan(\theta)\}$$

Vergelijking 6.16

$$F_{scale} = \frac{D_{70,m}}{\sqrt[3]{kL}} \left(\frac{D_{70}}{D_{70,m}} \right)^{0,4} \quad K = \frac{v_{water}}{g} k$$

Vergelijking 6.17

$$F_{geometry} = 0,91 \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{2,8} - 1} + 0,04$$

Vergelijking 6.18

Waarin:

L	Kwelweglengte van intredepunt tot uitredepunt $L = x_{exit} - x_{entry}$ [m]
$\gamma_{sub.particles}$	Volumegewicht van zandkorrels onder water [kN/m ³]
γ_{water}	Volumegewicht van water [kN/m ³]
D_{70}	70-percentielwaarde van de korrelverdeling van de piping-gevoelige laag [m]
$D_{70,m}$	Referentie D_{70} waarde [m]
K	Intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag [m ²]

k	Doorlatendheid volgens Darcy [m/s]
ν_{water}	Kinematische viscositeit van water [m ² /s]
g	Zwaartekrachtversnelling [m/s ²]
D	Dikte van de zandlaag [m]
θ	Rolweerstand van zandkorrels van de aangepast Sellmeijer-regel [°]
η	Coëfficiënt van White, sleepkrachtfactor [-]

Vergelijking 6.19

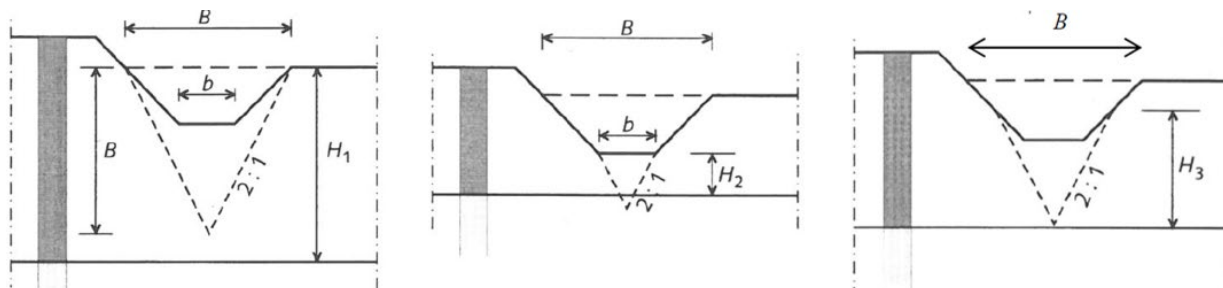
In geval informatie over bovenstaande parameters niet voorhanden is wordt uitgegaan van de standaardwaarden uit de schematiseringshandleiding piping [5].

De controle op het faalmechanisme piping wordt uitgevoerd met onderstaande formule. In de formule zijn ook de veiligheidsfactoren van het deel-faalmechanisme piping verwerkt:

$$\Delta H \leq \frac{\Delta H_{c,p}}{\gamma_{pip} \cdot \gamma_{b,pip}}$$

Waarin:

ΔH	Optredende stijghoogteverschil over de deklaag [m]
$\Delta H_{c,p}$	Kritieke stijghoogteverschil [m]
γ_{pip}	Betrouwbaarheidsindex afhankelijk veiligheidsfactor voor piping [-]
$\gamma_{b,pip}$	Schematiseringsfactor, voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen bij het faalmechanisme piping [-]



Figuur 6.1: Bepaling van de effectieve laagdikte bij een sloot conform de schematiseringshandleiding piping [5]

De bepaling van de effectieve laagdikte voor opdrijven bij een sloot wordt omschreven in de schematiseringshandleiding piping [5]. Deze laagdikte wordt visueel als volgt bepaald:

- In het geval dat de breedte van de sloot op maaiveldniveau B [m] kleiner is dan de totale dek-laagdikte buiten de sloot H_1 [m], en als de geometrie van de sloot binnen de driehoek valt die met de breedte van de sloot op maaiveldniveau de spanningsverspreiding van 2:1 (verhouding verticaal: horizontaal) weergeeft, is de effectieve laagdikte d_{eff} gelijk aan de totale laagdikte: $B < H_1 \rightarrow d_{eff} = H_1 \cdot b$.

- Als de breedte van de slootbodembodem b [m] groter is dan de deklaagdikte in het midden van de sloot H_2 [m], dan dient de deklaagdikte in het midden van de sloot als effectieve laagdikte d_{eff} te worden gebruikt: $b > H_2 \rightarrow d_{\text{eff}} = H_2.c$.
- In alle andere gevallen wordt de effectieve deklaagdikte d_{eff} bepaald door het snijpunt van de sloottaludhelling en een 2:1 helling beginnend aan de onderkant van de deklaag in het midden van de sloot: $d_{\text{eff}} = H_3$.

In het geval dat de deklaagdikte aan beide kanten van de sloot verschillend is of dat de sloot asymmetrisch is, dan wordt de meest ongunstige situatie beschouwd. Bij veel dwarsprofielen is een dikke deklaag aanwezig, waardoor de slootdiepte weinig invloed heeft op het deelmechanisme opbarsten. Hierin moet dus eerst de effectieve deklaagdikte worden bepaald en vervolgens getoetst worden. In sommige gevallen is de aanwezige deklaagdikte gelijk aan de effectieve. Hierbij speelt het 2D effect dus geen rol.

Ontwerp kwelscherm

In deze fase wordt geen ontwerp van een eventueel kwelscherm opgenomen.

6.2.6 Toepasselijkheid Beslisboom piping

Binnen het programma Sterke Lekdijk is de Beslisboom piping al eerder toegepast met als doel het uitstellen van maatregelen. Dit is toegestaan omdat de verwachting is dat de komende jaren veel kennis ontwikkeld zal worden met betrekking tot met name het deelfaalmecanisme opbarsten.

Op 26 juni 2022 is ook voor het deeltraject ICU besloten de Beslisboom Piping toe te passen[8]. Dit besluit is aangevraagd vanwege de grootte van de reductie in de opgave die het toepassen van de Beslisboom piping liet zien.

6.3 Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)

In gevallen waar de binnenwaartse macrostabieliteit onvoldoende is, wordt een verbetermaatregel uitgewerkt. Ook bij hoogtetekort dient macrostabieliteit na ophoging beschouwd te worden.

6.3.1 Belastingssituaties

In de Strategische Nota van Uitgangspunten zijn meerdere belastingssituaties voor de binnenwaartse macrostabieliteit opgenomen, namelijk:

1. Waterstand bij de norm zonder verkeersbelasting
2. Significante overslag met verzadigd dijklichaam (aandachtspunt SNvU)
3. Extreme neerslag in combinatie met lagere waterstand
4. Hoge verkeersbelasting in combinatie met lagere waterstand (BGT)

Voor het deeltraject ICU wordt gedurende de Verkenningssfase alleen de belastingssituatie “Waterstand bij de norm” (WBN) berekend om verschillende redenen:

- De belastingssituatie significante overslag (punt 2.) wordt niet uitgevoerd, omdat alle kruinhoogtes binnen ICU voldoen aan een HBN eis van 1 l/s/m. Dit is conform de SNvU [1] en officieel afgestemd met HDSR op 1 feb 2022.

- De belastingsituatie “extreme neerslag” in punt 3 is volgens de SNvU [1] een Gemiddeld Hoog Water (GHW) gecombineerd met een neerslag hoeveelheid die tot een verhoging van het freatisch vlak leidt van 0,5 meter in de kruin. Op basis van waternormalen, meetstation Amerongen Beneden, is voor ICU een GHW aangenomen van NAP+6,00 m welke een overschrijdingskans heeft van 1/1 per jaar wat voor een gemiddelde een conservatieve aanname is. Het WBN over het traject van ICU ligt niet lager dan NAP+7,55 m waardoor voor STBI de belastingsituatie “extreme neerslag” niet maatgevend kan worden en dus ook niet verder is beschouwd.
- De BGT situatie is niet maatgevender dan de UGT situatie (Waterstand bij de norm). Wel vormen de resultaten inzicht voor de afdeling Beheer binnen het Waterschap. Het is onduidelijk wanneer deze BGT situaties berekend moeten worden.

De aan te houden hydraulische randvoorwaarden per belastingsituaties zijn beschreven in §7.3 maar niet altijd van toepassing.

6.3.2 Stabiliteitsfactoren

Een ontwerp voldoet op het moment dat de berekende stabiliteitsfactor groter is dan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor. De minimaal vereiste stabiliteitsfactor is opgebouwd uit meerdere partiële factoren. De controle op het faalmechanisme macrostabiliteit wordt uitgevoerd met onderstaande formule.

$$F \geq F_{min} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_b \cdot \gamma_m$$

Vergelijking 6.20

Waarin:

F	Berekende stabiliteitsfactor [-]
F_{min}	Minimaal vereiste stabiliteitsfactor [-]
γ_n	Schadefactor [-]
γ_d	Modelfactor [-]
γ_b	Schematiseringsfactor [-]
γ_m	Materiaalfactor [-]

Schadefactor

De schadefactor wordt afgeleid met onderstaande formule:

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis;dsn} + 0,41$$

Vergelijking 6.21

De betrouwbaarheidsindex wordt afgeleid conform onderstaande formule:

$$\beta_{eis;dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis;dsn})$$

Vergelijking 6.22

Waarin:

Φ	Inverse standaard normaalverdeling
$P_{eis;dsn}$	Faalkanseis op doorsnedeniveau

Waarin:

Vergelijking 6.23

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$

$P_{eis;dsn}$:	Faalkanseis op doorsnedeniveau [1/jaar]
P_{max} :	Faalkanseis op trajectniveau [1/jaar]
ω :	Faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme [-]
N :	Lengte-effectfactor [-]

De lengte-effectfactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts wordt afgeleid met onderstaande vergelijking.

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \quad \text{Vergelijking 6.24}$$

Waarin:

$L_{traject}$	lengte van het normtraject waarop de norm van toepassing is [m]
a	de fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme [-]
b	lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme [m] In de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [7] zijn de waarden voor de parameters a en b gegeven.

Tabel 6-5 geeft een overzicht van de gehanteerde uitgangspunten voor het bepalen van de schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts. Na invulling van de formule wordt een faalkanseis op doorsnedeniveau verkregen van 1/5.596.000 per jaar. Dit resulteert in een schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts van 1,17.

Tabel 6-4: Modelfactoren per glijvlakmodel

Naam	Standaard	Eenheid
Signaleringswaarde normtraject 44-1	1/30.000	1/jaar
Maximaal toelaatbare overstromingskans normtraject 44-1	1/10.000	1/jaar
Faalkansbudget voor het faalmechanisme hoogte	4	%
De fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme	0,033	-
Lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme	50	m
$P_{f,inst}$	1,0	-
Lengte-effectfactor	22,38	-

Modelfactor

In de berekeningen wordt gebruikt gemaakt van de glijvlakmodellen Uplift Van. De modelfactoren horend bij deze modellen zijn gegeven in onderstaande tabel 6-4. Deze factoren zijn overgenomen uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [7].

Rekenmodel	γ_d (Modelfactor [-])
Uplift Van	1,06

Materiaalfactor

De materiaalfactor is in alle gevallen gelijk aan 1,0 conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [7].

Schematiseringsfactor

Voor macrostabiliteit wordt uitgegaan van een schematiseringsfactor op basis van de beschikbare gegevens volgens KPR factsheet Schematiseringonzekerheid [8]. In de bepaling van de veiligheidsopgave is een basisschematiseringsfactor van 1,1 gehanteerd wat overeenkomt met de naastgelegen deeltrajecten WAM en CUB. Deze zal niet nader bepaald worden omdat uit de veiligheidsanalyse blijkt dat, bij toepassing van de waarde 1,1, geen scope overblijft op het mechanisme STBI.

Een optimalisatie van de schematiseringsfactor is mogelijk wat betekent dat deze naar beneden kan worden bijgesteld. Allereerst is gekozen de aanwezigheid van de deklaag in het voorland te verifiëren omdat de impact daarvan groter is. Voor het VKA is het nodig om de schematiseringsfactor van 1,1 te verifiëren. Mogelijk kan de schematiseringsfactor ook lager uitvallen als blijkt dat de meest dominante onzekerheden voldoende zijn afgedekt met de huidige dijkvakindeling, schematiseringen en gehanteerde uitgangspunten.

6.3.3 Rekenmodel en software

Voor het uitvoeren van de berekeningen worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Er wordt gerekend conform het CSSM-model met SHANSEP-implementatie.
- Als glijvlakmodel wordt Uplift Van gehanteerd. Dus géén Spencer van der Meij, waarbij het gevonden glijvlak niet altijd betrouwbaar is. Dit komt omdat er te veel vrijheid in het rekenmodel zit voor het vinden van het verticaal en horizontaal evenwicht.
- Tbv het NKO wordt de D-GEO Suite Stability 2021.02 gehanteerd. Tbv de NvU was het 2021.01.
- De eerste stage in de berekening betreft de dagelijkse situatie. Vervolgens wordt het betreffende belastingscenario beschouwd in de daaropvolgende stages.

6.3.4 Schematisering geometrie en bodemopbouw

In deze paragraaf is weergegeven hoe de schematisering van de geometrie en bodemopbouw per Geovak voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts tot stand komt.

Per dijkvak wordt een stabiliteitsberekening uitgevoerd. Per dijkpaal wordt de geometrie op basis van het

Tabel 6-5: Uitgangspunten voor het bepalen van schadefactor voor faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts AHN3 opgebouwd. Waar het AHN3 niet voorziet in alle informatie zal daar aan de hand van inmetingen informatie aan worden toegevoegd.

De bodem en het peil van de diverse watergangen en waterpartijen in het voorland en achterland zijn verkrijgbaar via de opendata portal van HDSR onder de naam "Hydro objecten". Daarnaast wordt rekening gehouden met de afmetingen die in de legger voor oppervlaktewateren zijn opgenomen. Voor het opstellen van het dwarsprofiel zijn onderstaande kenmerken relevant.

- Maaiveldhoogte van het voor- en achterland;
- Aanwezigheid teensloot;
- Aanwezigheid berm;
- Lengte van het voorland;
- Hoogte van de kruin;
- Taludhellingen.

Indien er lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld, eventueel als een maatwerklocatie in een latere fase.

Op basis van de geometrische kenmerken wordt per dijkvak een maatgevend profiel afgeleid waarna vervolgens de bodemopbouw wordt opgesteld. Voor het opstellen van de bodemopbouw wordt gebruik gemaakt van het geotechnisch lengteprofiel en nabijgelegen onderzoekspunten uit het geotechnisch onderzoek van de Sterke Lekdijk [9] [10]. Voor het definiëren van de kleilagen wordt gebruik gemaakt van de labproeven die voor het deeltraject ICU zijn uitgevoerd. Met deze labproeven is onder andere het volumieke gewicht bepaald, wat een beter beeld van de type laag geeft dan sonderingen of boringen. Omdat de hoeveelheid onderzoekspunten bij ICU zeer beperkt is, is gebruik gemaakt van het naastgelegen deeltraject CUB om een breder gedragen beeld te krijgen van de type lagen. Dit kan vanwege de uniforme bodemopbouw binnen CUB en ICU. Ook zijn er veel overeenkomsten met WAM, wat direct ten oosten van ICU ligt.

6.3.5 Schematisering freatische lijn

De freatische lijn in het dijklichaam wordt geschematiseerd conform het Technisch Rapport Waterspanning bij Dijken [6]. Specifiek voor het faalmechanisme macrostabiliteit kan gebruik worden gemaakt van de cases 1 en 3 uit bijlage 2 van dit rapport.

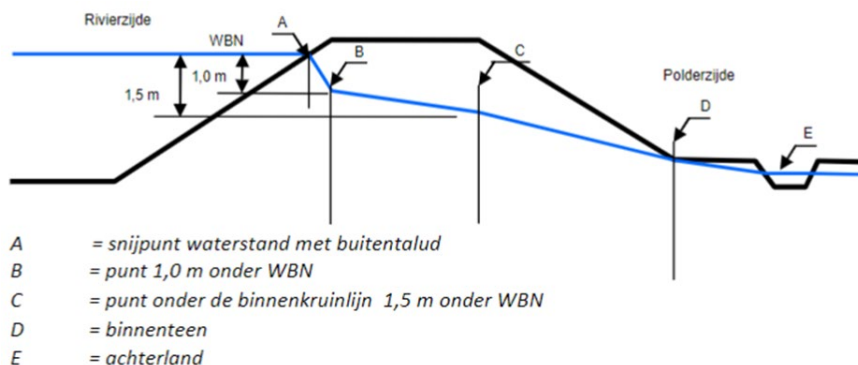
Tabel 6-6: Waterstanden voor diverse belastingcombinaties bij faalmechanisme macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts in het geval geen meetgegevens beschikbaar zijn.

Situatie	Voorland A	Buitenkruin B	Binnenkruin C	Binnenteen D	Achterland E
Extreem hoog water (STBI)	WBN*1	1,0 m onder WBN	1,5 m onder WBN	Maaiveld	Maaiveld
*Significante overslag (STBI)	Waterstand bij overslag > 1 l/s/m ²	0,1 m onder kruin	0,1 m onder kruin	Maaiveld	Maaiveld
*Extreme neerslag (STBI)	GHW (STBI) ^{*3}	GHW +0,5 m	GHW +0,5 m	Maaiveld	Maaiveld
Extreme neerslag (STBU)	GHW (STBU) ³	GHW +0,5 m	GHW +0,5 m	Maaiveld	Maaiveld
Val na hoogwater (STBU)	WBN -3,0 m ^{*4}	1,0 m onder WBN	1,5 m onder WBN	Maaiveld	Maaiveld
Extreem laag water (STBU)	LW _{1/10} jaar	Dagelijks ^{*5}	Dagelijks	Maaiveld	Polderpeil
*Een of meer BGT-situaties	Waterstand bij betreffende kans van voorkomen X	X + 0,3 m of tot maximaal 1,0 onder WBN	X + 0,3 m of tot maximaal 1,0 onder WBN	Maaiveld	Maaiveld
<p>*Belasting situatie wordt niet uitgevoerd. Toelichting in paragraaf 6.3.1</p> <p>*1: OI / WBI</p> <p>*2: Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4</p> <p>*3: Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken</p> <p>De gemiddelde hoogwaterstand en gemiddelde laagwaterstand dienen te worden afgeleid op basis van meetreeksen. Meetreeksen van de formele meetstations zijn beschikbaar via de website waternormalen.</p>					

Er kan lineair geïnterpreteerd worden tussen de meetstations. (bron: WBI, bijlage II)

*4: Zie paragraaf van [3]

*5: Te bepalen op basis van peilbuismetingen



Figuur 6.2: Schematisering van de freatische lijn bij hoogwater met kenmerkende punten A tot en met E conform [6]

6.3.6 Schematisering stijghoogte

Met behulp van de geleverde peilbuisdata is de respons in de bodem op de buitenwaterstand bepaald. De bijbehorende stijghoogte wordt ingevoerd in de stabiliteitsberekeningen. Er wordt dus geen gebruik gemaakt van de analytische formules voor de stationaire situatie, volgens de modellen uit het Technische Rapport Waterspanningen bij dijken [6] bijlage 4.

De beschikbare peilbuisdata is geanalyseerd en vervolgens is de respons vertaald naar andere dijkpalen, zoals het beschreven staat in het hoofdstuk van piping 6.2. Voor een STBI dijkvak kan dit tot verschillende responsfactoren/ stijghoogtes leiden. Voor een stabiliteitsberekening wordt altijd de maatgevende stijghoogte binnen een STBI dijkvak ingevoerd. Daarnaast wordt er gekeken hoe representatief deze stijghoogte voor de rest van het dijkvak is. Aan de hand daarvan wordt er bepaald of er een aanvullende Fase / stage in D-Stability wordt toegevoegd wat tot een andere Safety factor (SF) zal leiden.

Stijghoogte en opbarsten

De volgende uitgangspunten worden gehanteerd:

- Er is voor macrostabiliteit sprake van opbarsten bij een veiligheidsfactor kleiner dan 1,2.
- Het uittredepunt wordt beschouwd ter plaatse van de teensloot (indien aanwezig) en ter plaatse van de teen van de dijk. De maatgevende locatie wordt als opbarstlocatie beschouwd.
- Bij bestaande binnendijkse bermen wordt het opbarstpunt aan het eind van de berm gekozen
- Bij relatief flauw aflopende maaivelden richting de polder wordt vanaf het achterland in de richting van de waterkering beoordeeld waar het uittredepunt zich bevindt.

In geval dat sprake is van opdrijven en een deklaagdikte kleiner dan 4,0 m of sprake is van opbarsten dan zal ook sterktereductie van de deklaag in het achterland in rekening worden gebracht (c , ϕ of $S_u = 0$). De aan te houden breedte voor de sterkte reductiezone is gelijk aan 2 maal de deklaagdikte.

Indien de factor voor de opbarstveiligheid kleiner dan 1,0 is dan wordt naast de sterktereductie van de deklaag ook de stijghoogtelijn gelijk gelegd aan de grenspotential lijn.

6.3.7 Opbarsten

Conform het OI2014v4 [2] wordt de opbarstveiligheid bij macrostabiliteit bepaald door de totaalspanning aan de onderzijde van de deklaag te vergelijken met de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag. In de stabiliteitsberekeningen wordt altijd een fysisch mogelijk scenario geschematiseerd. Voor de controle op opbarsten geldt:

$$\frac{\sum d_3 \cdot \gamma_{sat}}{(\varphi_{opb} - Z_{ok}) \cdot \gamma_w} = \gamma$$

Vergelijking 6.25

Waarin:

d_3	Dikte van de deklaag [m]
γ_{sat}	Verzadigd volumiek gewicht van de deklaag [kN/m ³]
γ_w	Volumiek gewicht van water [kN/m ³]
φ_{opb}	Stijghoogte opbarstlocatie [m t.o.v. NAP]
Z_{ok}	Onderkant deklaag [m t.o.v. NAP]
γ	Veiligheidsfactor opbarsten

Overige uitgangspunten:

- Ter plaatse van een teensloot kan de effectieve dikte van de deklaag voor opbarsten worden bepaald aan de hand van figuur 6.1. De lengte van de opbarstzone bedraagt maximaal 2 maal de dikte van de deklaag. Ter plaatse van een watergang is de breedte van de opbarstzone beperkt tot de breedte van de watergang.
- Als de effectieve dikte kleiner is dan 4 m wordt er geen sterkte toegekend aan de deklaag in het opbarstgebied. De deklaag krijgt een waarde van 0 voor c en phi.

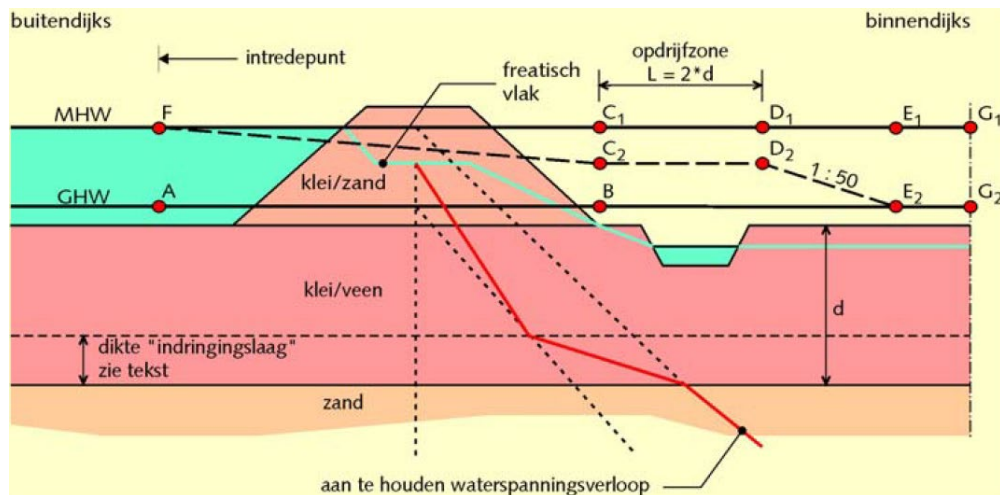
6.3.8 Indringingslengte en stijghoogte

Als gevolg van een hoge stijghoogte kan aan de onderzijde van de samendrukbare laag een toename van waterspanning ontstaan. De diepte tot waar de stijghoogte invloed heeft wordt de indringingslengte genoemd. In de Pré-veiligheidsanalyse en de fase NvU is een indringingslengte van 3 meter gehanteerd, omdat het geotechnisch lengteprofiel nog niet compleet was.

In de fase NKO is de indringingslengte in afstemming met HDSR bijgesteld naar 2 m en is onderdeel geworden van de optimalisatie. Het is bepalend of er een horizontale afsluitende laag op het watervoerende pakket zit (bestaande uit klei licht en/of veen), waardoor indringing aanzienlijk wordt beperkt. Voor ICU blijkt dit aan de orde te zijn.

Voor alle macrostabiliteitsberekeningen die in de fase NvU niet voldeden is de indringingslengte aangepast in het NKO. Het gaat om de volgende dwarsprofielen: DP106, DP113, DP156, DP172, DP190, DP196.

Het verloop van de waterspanning wordt geschematiseerd conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [6]. In figuur 6.3 is de indringingslengte (indringingslaag) en de schematisering van de waterspanningen weergegeven.



Figuur 6.3: Schematisering van de indringingslengte conform het Technisch rapport Waterspanning bij Dijken [6]

6.3.9 Schematisatie waterspanningen bij overslag

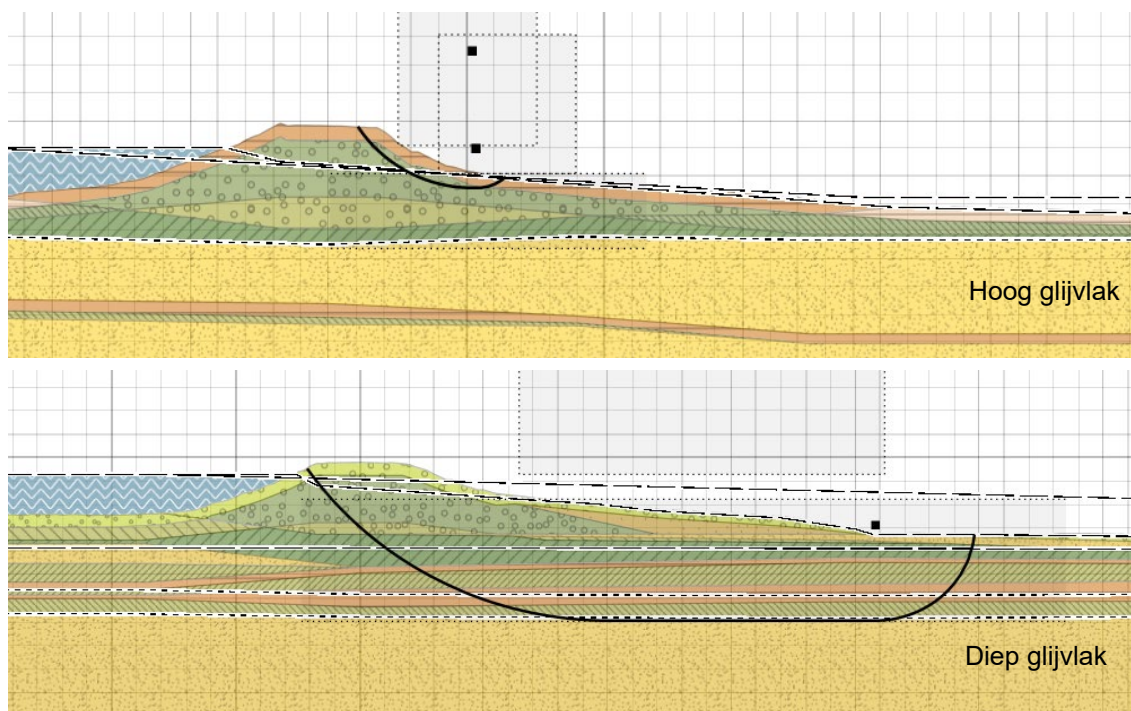
Voor het berekenen van de binnenwaartse stabiliteit bij overslag wordt normaliter gebruik gemaakt van de KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. overslag [11].

Omdat alle kruinhoogtes binnen ICU voldoen aan een HBN met een overslagdebiet van 1 l/s/m worden er geen berekeningen uitgevoerd met een verzadigde situatie.

6.3.10 Faaldefinitie

In de fase NvU werd onderscheid gemaakt tussen een ondiep en diep glijvlak. In de fase NKO zijn deze glijvlakken iets genuanceerder gedefinieerd.

- Oppervlakkig glijvlak/ ondiep glijvlak: Gekarakteriseerd met een diepte van 0,5 meter tot 1 meter
- Hoog glijvlak: 1 meter tot 3 meter diep, waarbij het uitredepunt boven de binnenberm is gevonden
- Diep glijvlak: Intredepunt in de kruin, uitredepunt voorbij de binnenteen



Figuur 4: Voorbeeld van een hoge en diepe glijvlakken.

In een tussentijds afstemmingsoverleg met HDSR op 11 april 2022 is het onderscheid gemaakt tussen een hoog glijvlak en een oppervlakkig glijvlak:

- Een oppervlakkig glijvlak ontstaat bij verzadigd dijk materiaal als gevolg van een overslagsituatie. Binnen ICU is $STBI_{\text{overslag}}$ theoretisch uitgesloten, omdat alle dijkpalen voldoen aan een HBN van 1,0 l/s/m.
- Het hoge glijvlak treedt op in een onverzadigde situatie. Het maatgevende glijvlak heeft een diepte van enkele meters. En kan daarmee niet als “oppervlakkig” worden beschouwd.

Bij macrostabiliteit binnenwaarts wordt in principe gekeken naar glijvlakken, waarvan de faaldefinitie dicht bij het falen van de kering ligt. Dit is de reden dat macrostabiliteit binnenwaarts een zeer strenge eis heeft. Om de bijbehorende doorsnede-eis van STBI te hanteren voor het beoordelen van deze hoge en oppervlakkige glijvlakken is niet realistisch en daarom onjuist en leidt tot een onnodige versterking van de waterkering.

In samenspraak met HDSR is besloten deze glijvlakken integraal met GABI aan te pakken.

6.4 Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)

6.4.1 Gedetailleerde toets

Gedurende de fase van NvU is een quickscan uitgevoerd voor STBU, waaruit blijkt dat geen enkele locatie voldoet aan de Eenvoudige toets. Daarom worden in de fase NKO stabiliteitsberekeningen (gedetailleerde toets) uitgevoerd. Uitgangspunt hierbij is dat per STBI_vak een STBU berekening uitgevoerd wordt waarbij verschillende belastingsituaties worden gemodelleerd in D-Stability.

In de fase NKO zijn de volgende dwarsprofielen geoptimaliseerd; DP106, DP113, DP136, DP164, DP172, DP183, DP190. De optimalisaties zijn kort opgesomd (in Hoofdstuk 8 is dit toegelicht):

Stap 1

- Schematiseren topklaag met bijbehorende sterkteparameters
- Toekennen van een realistische POP waarden i.p.v. default waarden

Stap 2

- Val van 4,0 meter reduceren naar een val van 3,0 meter. Een gevoeligheidsanalyse heeft aangetoond dat het effect van een kleinere val minimaal is. Omdat de reductie na een val na hoogwater project specifiek onderbouwd dient te worden, is besloten deze optimalisatie niet door te voeren binnen het NKO.

Belastingsituaties

Voor verdere uitgangspunten wordt er verwezen naar de SNvU en Bijlage 5, waarin de standaard belastingsituaties voor zowel STBI als STBU zijn opgenomen. Voor STBU binnen ICU gelden de volgende:

- Val na hoogwater (STBU), van 4,0 meter
- Extreme neerslag (STBU)
- Extreem laag water (STBU)

Voor schaaldijken geldt dat de “val na hoogwater” niet altijd maatgevend is, maar de belastingsituatie “Extreem laagwater”. Mogelijk kan dit ook gelden voor locaties met zeer korte voorlanden. Daarom worden er voor drie locaties alle drie de belastingsituaties gemodelleerd en berekend. Dat geldt voor DP106-DP107 (schaardijk) en DP194 (zeer kort voorland).

Voor de belastingsituatie “Extreme neerslag” is een laagwaterstand van 3,0 meter NAP ingevoerd. Dit is afgestemd met het waterschap op 13 januari 2022. Het doel is om na te gaan of “Extreme neerslag” (laagwater gecombineerd met neerslag) maatgevender is dan de belastingsituatie “Extreem laag water”

Voor de keuze van DP194 is onder andere gekeken naar:

- Voorlandlengte
- Hoogteligging voorland
- Buitenwaartse sloten, vlakbij de buitenteen

Op 1 juni 2022 is met HDSR afgestemd dat voor alle locaties die niet voldoen aan macrostabiliteit buitenwaarts, een sterkte eigenschap wordt toegevoegd. Het gaat om het “Klei dijksmateriaal” met een cohesie van 5 kPa en een phi (hoek van inval) van 24,8°. Beide waarden zijn rekenwaarden.

6.4.2 Faalkansanalyse

Voor die locaties waar op basis van de gedetailleerde beoordeling een scope overblijft zal verder geoptimaliseerd worden door middel van een faalkansanalyse. Hierin worden de verschillende knopen in overleg met deskundigen van HDSR voorzien van een kans van optreden. Gecombineerd met de faalkans berekend in de gedetailleerde beoordeling levert dit een Deskundigen Oordeel Toetsing op met bijbehorende overstromingskans voor STBU.

Dwarsprofielen en onderwaterprofielen

Voor alle dijkpalen zijn dwarsprofielen gegenereerd op basis van de AHN3. Voor alle locaties waar wateroppervlak is gemeten is een bodemprofiel / onderwaterprofiel nodig. Van gewone sloten en watergangen in het voorland wordt gebruik gemaakt van de “Hydro objecten” via de HDSR GIS portal.

Voor locaties DP106 en DP194 is een onderwaterprofiel gemodelleerd dat beschikbaar is via GeoWeb 5.5 (Rijkswaterstaat.nl) omdat beide locaties schaaldijken zijn. Het verloop van het onderwaterprofiel is van groot belang voor de bepaling van de buitenwaartse macrostabiliteit.

6.5 Bekleding

Voor het bepalen van de veiligheidsopgave betreffende de bekleding op het buitentalud zal geen gebruik worden gemaakt van de inspectie resultaten, omdat voor de hele Sterke Lekdijk het uitgangspunt dat voor de graskwaliteit “open zoden” wordt gehanteerd.

Voor de veiligheids- en ontwerpogave van de bekledingen is informatie nodig over de volgende aspecten:

- Geometrie van de dijk: taludhelling, hoogte van het voorland, teenhoogte.
- Kwaliteit van de graszode is “open zoden”
- Kwaliteit van de onderlaag onder de graszode (sterkte onderlagen wordt vastgesteld op basis van boringen op buitentalud en kruin en met analyse van de deeltjesverdeling/ korrelverdeling van genomen monsters). Nader informatie volgt vanuit het project CUB en kan in een latere versie van de TUN worden opgenomen.
- Informatie over de onderliggend laag/ kern van de dijk (zand/ klei).

Ten aanzien van de veiligheids- en ontwerpogave van de bekleding worden de volgende stappen gezet:

1. Veiligheidsfilosofie
2. Hydraulische randvoorwaarden
3. Eenvoudige toets → in de NvU (stap 1, Verkenningsfase)
4. Uitgangspunten golfklap gedetailleerde toets → in de NKO (stap 2, Verkenningsfase)
5. Controle golfklap
6. Advies type bekleding
7. Aanpak reststerkte onderlaag afstemmen, nadat de resultaten uit gedetailleerde toetst definitief zijn.

Golfloop is niet maatgevend en wordt in deze tussentijdse toetsing niet beschouwd. Dit is afgestemd met HDSR op 11 april 2022.

6.5.1 Faalkanseis op doorsnedeniveau grasbekleding

De faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme graserosie buitentalud (GEBU) kan conform [OI2014v4] worden bepaald conform:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega_B \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2}{N}$$

Vergelijking 6.26

Waarin:

ω_B	Faalkansruimte voor het faalmechanisme bekledingen
P_{max}	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject
λ_1	Deel faalkansruimte bekledingen bestemd voor grasbekledingen
λ_2	Deel faalkansruimte grasbekledingen bestemd voor falen grasbekleding door graserosie
N	Lengte-effectfactor voor faalmechanisme overslag en overloop

Het betreffende dijktraject zoals gegeven in Bijlage A van het OI2014v4, is dijktraject 44-1 en heeft een lengte, L-traject, van 32,4 km. De factor voor het lengte-effect, N, wordt in het OI2014v4 gelijkgesteld aan de lengte-effectfactor voor overslag en overloop van 1.

Tabel 6-7: Faalkanseis op doorsnedeniveau grasbekleding dijktraject 44-1

Naam	Standaard	Eenheid
Signaleringswaarde normtraject 44-1	1/30.000	1/jaar
Maximaal toelaatbare overstromingskans normtraject 44-1	1/10.000	1/jaar
Faalkansbudget	10	%-
λ_1	0,5	-
λ_2	0,9	-
N	1,0	-
L-traject	32,4	km
Faalkanseis op doorsnedeniveau grasbekleding	1/222.222	1/jaar

6.5.2 Veiligheidsfactor steenbekleding

Voor de steen-of asfaltbekledingen is in tabel 6 van de Strategische Nota van Uitgangspunten [3] aangegeven dat een faalkanseis per doorsnede voor de overige bekleding op het buitentalud niet van toepassing is. Hier geldt een veiligheidsfactor van 1,1.

De aanwezige steenbekleding ligt op de Voorhavendijk bij de Prinses Irenesluizen om scheepvaartgolven op te vangen. De steenbekleding heeft geen functie om golfklappen op te vangen, omdat de maatgevende golfcondities tijdens een storm bij hogere waterstanden pas plaatsvinden. De huidige steenbekleding is ongeveer op voorlandhoogte niveau aangebracht om dagelijkse golfcondities als gevolg van scheepvaart op te vangen.

6.5.3 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden die gebruikt worden zijn toegelicht in paragraaf 7.3. De hydraulische belasting wordt bij doorsnede-eis bepaald. Waterstanden bij de norm [m NAP] zijn al bepaald

- Golfhoogte H_{m0} bij de norm [m] dienen bepaald te worden om GEBU en GABU te toetsen. Dit wordt met Hydra-NL 2.7.2 gedaan. Er is gerekend met WBI_database_v04 en gebruik gemaakt van de geleverde profielen vanuit de WBI_database_v03. Er is een controle gedaan, waaruit blijkt dat de RD coördinaten van v04 en v03 exact met elkaar overeenkomen. De profielen zijn gekopieerd en hebben een nieuwe naam gekregen, corresponderend met de naamgeving in v04 van de WBI database.
- Er wordt rekening gehouden met de invalshoek van golven, parameter $c = 0,67$ (golfklapzone gras).

6.5.4 Rekenmodel en software

Voor de beoordeling en ontwerp zal de WBI2017 software en rekenmethodes gebruikt worden. Voor gras zal het BM Gras Buitentalud module (versie 21.1.1.10794 of recenter) zijn. Er worden geen asfaltbekledingen beoordeeld. Voor de grasbekleding zijn de te gebruiken parameters uitgewerkt in tabel 6-8. Dit is conform de schematiseringshandleiding grasbekleding [12]:

Tabel 6-8: Te gebruiken parameters voor toetsing en ontwerp grasbekleding

Omschrijving	Waarde
ΔZ ; Verticale stapgrootte te beoordelen punten op het buitentalud. (m)	Aangehouden wordt in principe een stapgrootte van 0,1m volgens schematiseringshandleiding grasbekleding [12]
Min. significante golfhoogte; Ondergrens significante golfhoogte in de standtijdlijn voor golfklapbeoordeling (m)	Er wordt een waarde van 0,25m gehanteerd [12]
Max. significante golfhoogte; Maximale significante golfhoogte in de standtijdlijn voor golfklapbeoordeling (m)	Er wordt een waarde van 1,05 gehanteerd [12]. Coëfficiënt a + c
Min. waterstand (m t.o.v. NAP)	Wanneer sprake is van een voorland wordt als minimale waterstand de hoogte van de teen van de dijk gehanteerd. Bij een schaaldijk wordt de gemiddeld laagste waterstand op de rivier als minimale waterstand gehanteerd
Max waterstand (m t.o.v. NAP)	Waterstand op doorsnedeniveau wordt als maximale waterstand gehanteerd (zie stap 2, voorde bepaling hiervan)
Coëfficiënt a (m t.o.v. NAP)	Voor een open zode geld een factor van 0,8
Coëfficiënt b (m t.o.v. NAP)	Voor een open zode geld een factor van -0,07
Coëfficiënt c (m)	Voor open zode geld een factor van 0,25
Zandgehalte (%)	Bij stevige klei gesteld op maximaal 40% → 0,4 in BM Gras
Dikte kleilaag + gras (m)	De dikte van de kleilaag inclusief gras is gesteld op maximaal 0,5 m [12]
$Z_{\text{gras,min}}$ (m t.o.v. NAP)	Wanneer sprake is van een voorland wordt als minimale hoogte van het gras de hoogte van de teen van de dijk gehanteerd. Bij een schaaldijk wordt de gemiddelde waterstand op de rivier als minimale hoogte van het gras gehanteerd
$Z_{\text{gras,max}}$ (m t.o.v. NAP)	Is gelijk aan de het HBN.

In de expertmodus kan er rekening worden gehouden met de hoek van inval van de golf. Meestal valt deze golf niet loodrecht op het buitentalud, wat namelijk wel worst case is. Daarom kan er in veel gevallen een reductie toegepast worden als de dijknormaal en de golfrichting vanuit Hydra-NL ingevoerd wordt in BM Gras buitentalud – Expert modus. Zie Tabel 6-9.

Tabel 6-9: Werkwijze bepaling parameters voor toetsing of ontwerp grasbekleding

Parameter	Werkwijze bepaling parameter
Dijknormaal	Graden buitenzijde t.o.v. het noorden. Noorden = 0 / 360 graden
ΔT (s)	Standaardwaarde van 0,25 conform schematiseringshandleiding grasbekleding

Wanneer de grasbekleding niet voldoet na het uitvoeren van de gedetailleerde toets kan gekeken worden naar een verharde bekleding. Binnen de Sterke Lekdijk is in alle gevallen een reststerkte analyse voor de buitenwaartse kleibekleding uitgevoerd. Er is namelijk veel meer dan 0,5 meter kleilaag aanwezig op het buitentalud. In het NKO is een reststerkte analyse uitgevoerd waaruit naar voren komt dat het gehele deeltraject ICU aan de eisen voldoen. Daarom zijn er geen verdere uitgangspunten over steenbekleding opgenomen in de TUN.

6.5.5 Rekenlocaties grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)

Dit mechanisme betreft de beoordeling van de grasbekleding in termen van de weerstand tegen belasting uit een waterstand of golven. Voor veel locaties langs de Sterkte Lekdijk wordt een afkeur in de gedetailleerde toets voor GEBU verwacht op basis van eerdere ervaringen bij andere deeltrajecten. Daarom is in afstemming met HDSR besloten om voor een selectief aantal locaties de gedetailleerde toets uit te voeren, wat is afgestemd op 11 april 2022.

Voor deze selectie is voornamelijk rekening gehouden met de oriëntatie van de kering. Dominante windrichtingen als noordwest, west, zuidwesten leiden tot hoge golfcondities. Als dit samenvalt met een hogere waterstand gecombineerd met de aanwezige strijklengtes dan kan dit tot maatgevende condities voor GEBU leiden.

Tabel 6-10: Rekenlocatie GEBU voor de gedetailleerde toets

GEBU	Van	Tot	Maatgevend uitvoerpunt	Maatgevende Dwarsprofiel
GEBU_01	106+00	107+60	044-01_0112_1_LE_km0929	107
GEBU_02	107+60	116+75	044-01_0121_1_LE_km0930	114
GEBU_03	116+75	146+50	044-01_0135_1_LE_km0932	128
GEBU_04	146+50	177+50	044-01_0168_1_LE_km0935	160
GEBU_05	177+50	203+50	044-01_0185_1_LE_km0936	178

Bij het kiezen van de maatgevende rekenlocatie is de significante golfhoogte bepalend. Alleen blijkt uit de berekeningen dat bepaalde golfhoogtes bij lage waterstanden optreden als 3 meter + NAP tot 4,5 meter NAP. In veel gevallen is dit niet realistisch omdat het voorland vaak op 3 meter a 4 meter + NAP begint. Voor het ontstaan van een dergelijke golf moet er een minimale diepgang zijn. Als het te ondiep wordt zal de golf namelijk breken en zal erosie van het buitentalud niet eens op kunnen treden.

Op basis op de berekende golfcondities uit Hydra-NL zijn de golfcondities bij een waterstand van 5 meter + NAP of hoger in beschouwing genomen om de maatgevende rekenlocatie voor het mechanisme GEBU te bepalen.

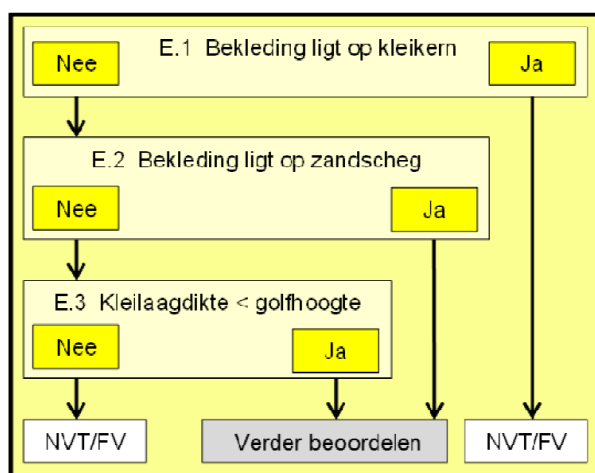
Reststerkte-analyse GEBU

Dijkpalen die niet voldoen zijn met de reststerkte-analyse worden beoordeeld. Daarvoor is een gevalideerde rekensheet gebruikt die binnen Sterke Lekdijk (SLD) is toegepast. Uitgangspunten voor deze reststerkte-analyse, bijvoorbeeld om welke x aantal meter het gaat, zijn voorafgaand aan deze analyse bepaald.

6.5.6 Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)

Dit mechanisme gaat in op de weerstand van de grasbekleding op het buitentalud om als geheel met de klei deklaag af te schuiven. GABU wordt in eerste instantie uitgevoerd met de eenvoudige toets, welke is weergegeven in Figuur 6.5.

Uitgangspunten rondom het definiëren van een kleikern worden toegevoegd in de Veiligheidsanalyse met behulp van het actuele Geotechnisch Lengte profiel (GTL).



Figuur 6.5: Eenvoudige toets GABU (buitenwaartse grasbekleding)

Aan de hand van een empirische formule kan GABU gedetailleerd getoetst worden tbv het NKO (stap 2, Verkenningsfase) indien verschillende locaties niet voldoen aan de eenvoudige toets die in de NvU (stap 1, Verkenningsfase) is uitgevoerd. Binnen ICU is, op basis van de geotechnische lengteprofielen, vastgesteld dat kleikernen aanwezig zijn.

GABI – tbv fase NvU

Voor GABI wordt in eerste instantie gekeken naar de volgende eenvoudige kenmerken:

Stap E.1: De bekleding voldoet op basis van eenvoudige kenmerken. De faalkans van de bekleding als gevolg van een afschuiving van het binnentalud is verwaarloosbaar indien aan minimaal één van de volgende voorwaarden wordt voldaan:

- Het overslagdebiet q is kleiner dan 0,1 l/s/m bepaald bij de norm. Dit geldt voor 38 van de 98 locaties (dijkpaal106-203) op basis van de Pré-Veiligheidsanalyse en ook de NvU.
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1V:5H en bestaat niet uit veen;
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1V:3H en de dijk bestaat uit stevige klei;
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1V:4H en de dijk bestaat uit klei die niet als stevig wordt gekwalificeerd;
- De dijk bestaat uit zand, al dan niet voorzien van een kleibekleding, en heeft een aantoonbaar goed werkende drainage in de binnenteen.

GABI – fase NKO

Voor de resterende locaties die niet voldoen aan een HBN eis van 0,1 l/s/m wordt er verder beoordeeld volgens de Conceptnotitie “Notitie Omgang met GABI bij Sterke Lekdijk” [7]. Dus niet volgens de gedetailleerde toets uit het WBI. Figuur 1 uit deze Notitie [7] beschrijft welke stappen worden uitgevoerd voor de verdere beoordeling van GABI binnen het deeltraject ICU:

1. *Kan GABI mogelijk optreden o.b.v. default parameters?* → Ja, stap 2/ Nee
2. *Opgave GABI i.c.m. andere mechanismen?* → Ja/ Nee, stap 3
3. *Voldoet GABI tot 2035?* → Ja/ Nee, stap 4
4. *Levert GABI potentieel een significante bijdrage aan de overstromingskans? (Faalkansanalyse)* → Ja, stap 5/ Nee
5. *Is er een veiligheidsopgave met aangescherpte parameters en modellen?* → Ja, stap 6/ Nee
6. *Stel een ontwerp voor GABI op*

Om stap 1 uit te voeren wordt voor alle resterende locaties een Geovakindeling_GABI opgesteld. Per vak wordt GABI verder beschouwd met behulp van de formules Edelman Joustra. Uitgangspunten zijn:

- Het aangegeven dwarsprofiel is maatgevend binnen het vak en is gebaseerd op:
 - Bestaande taludhelling (visueel bepaald) met behulp van een export van TM ICU: server-link taludhellingen en de profielengenerator
 - Oriëntatie + de mate van hoogte tekort → dit bepaalt in welke mate er overslag zal plaatsvinden binnen een Geovak_GABI
- Alle vakken die voldeden aan een HBN van 0,1 L/s/m zijn niet opgenomen in het overzicht Geovak_GABI. Die hoeven namelijk niet beoordeeld te worden.

Tabel 6-11: Rekenlocatie GABI voor Stap 1 “Notitie Omgang met GABI bij Sterke Lekdijk”

GEBU	Van	Tot	Maatgevend uitvoerpunt v03 (Hydra-NL database)	Maatgevend uitvoerpunt v04 (Hydra-NL database)	Maatgevend DWP
GABI_01	111+60	113+50	LE_1_44-1_dk_00025	044-01_0119_1_LE_km0930	112
GABI_02	114+50	116+75	LE_1_44-1_dk_00028	044-01_0122_1_LE_km0931	115
GABI_03	116+75	118+50	LE_1_44-1_dk_00031	044-01_0125_1_LE_km0931	118
GABI_04	119+50	130+50	LE_1_44-1_dk_00039	044-01_0133_1_LE_km0932	126
GABI_05	130+50	140+50	LE_1_44-1_dk_00046	044-01_0140_1_LE_km0932	134
GABI_06	141+50	144+50	LE_1_44-1_dk_00057	044-01_0151_1_LE_km0933	144
GABI_07	147+50	155+50	LE_1_44-1_dk_00069	044-01_0163_1_LE_km0935	155

GEBU	Van	Tot	Maatgevend uitvoerpunt v03 (Hydra-NL database)	Maatgevend uitvoerpunt v04 (Hydra-NL database)	Maatgevend DWP
GABI_08	159+50	166+00	LE_1_44-1_dk_00079	044-01_0173_1_LE_km0935	165
GABI_09	166+00	179+50	LE_1_44-1_dk_00087	044-01_0181_1_LE_km0936	173
GABI_10	181+50	183+50	LE_1_44-1_dk_00096	044-01_0190_1_LE_km0937	183

Voor het beoordelen van GABI volgens de Notitie [7] zijn specifieke geotechnische uitgangspunten voorgeschreven die afwijkend zijn van de Geotechnische uitgangspunten uit hoofdstuk 8. Daarom wordt kort weergegeven welke uitgangspunten voor de beoordeling GABI worden gehanteerd.

Parameters “Klei dijkmateriaal (toplaag)”:

- Effectieve cohesie = 3 kPa
- Phi = 24 graden
- Dikte = 1 meter → Dit is de loodrechte-dikte dus niet verticale dikte
- Volumieke massa grond = 19,0 kN/m³ → volgens de TUN (Technische Uitgangspunten Notitie) ICU.

6.5.7 Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)

In de gedetailleerde toets per vak voor grasbekleding erosie kruin en binnentalud wordt falen gedefinieerd als het moment waarop door erosie de toplaag van ca. 20 cm op kruin of binnentalud is doorgesleten, zodat deze bekleding de ondergrond niet meer tegen erosie beschermt. De gedetailleerde toets per vak bestaat uit twee stappen:

- Stap G.1: Voldoet aan toepassingsvoorwaarde voor de rekenregels voor de sterkte.
- Stap G.2: Analyse van belasting en sterkte.

G.1:

- Graskwaliteit is open zode of gesloten zode.
- $H_{m0} \leq 3$ m. De golfhoogte wordt bepaald door het uitvoeren van een HBN berekening bij 0,1 l/s/m gegeven de doorsnede eis voor het faalmechanisme GEKB.
- Taludhelling flauwer dan 1V:4H of kleilaagdikte $\geq 0,4$ m.

G.2: en de daarop volgende stappen uit de Gedetailleerde toets

6.5.8 Microstabiliteit

Het faalmechanisme microstabiliteit wordt beoordeeld conform de schematiseringshandleiding microstabiliteit [12]. Het faalmechanisme microstabiliteit wordt alleen beoordeeld bij vakken waarbij de binnenwaartse kern uit zand bestaat. Kleidijken of dijken waar de binnenwaartse kern uit klei bestaat, krijgen in de eenvoudige toets al het predicaat “faalkans verwaarloosbaar”.

Het hele projectgebied bestaat uit kleidijken, waardoor de faalkans van Microstabiliteit verwaarloosbaar klein is. Het spoor Microstabiliteit (STMI) hoeft dus niet doorlopen te worden. De onderbouwing wordt meegenomen in de Veiligheidsanalyse.

6.5.9 Steenbekleding

De steenbekleding bij de voorhavendijk bij de Prinses Irenesluis dient beoordeeld te worden. Aangezien dit onderdeel geen specifieke uitgangspunten vraagt verwijzen we naar de Veiligheidsanalyse voor de beoordeling.

6.6 Stabiliteit voorland

De beoordeling van de stabiliteit van het voorland wordt pas uitgevoerd indien het spoor buitenwaartse macrostabiliteit en piping volledig zijn doorlopen.

Bij de stabiliteit van het voorland spelen 3 mechanismen een rol:

- zettingsvloeiing voorland;
- afslag voorland;
- afschuiven voorland.

Eenvoudige toets stabiliteit voorland

Eerst wordt beoordeeld of er schade aan de waterkering kan plaatsvinden indien het mechanisme ontstaat. Vervolgens wordt gekeken of het mechanisme daadwerkelijk kan optreden. De beoordelingen zullen worden uitgevoerd conform het OI2014v4 [2]. Indien wordt geconcludeerd dat het mechanisme schade kan berokkenen aan de waterkering dan zal in het ontwerp van de waterkering hier rekening mee worden gehouden.

6.7 Niet waterkerende objecten

De beoordeling van de Niet Waterkerende Objecten (NWO's) start in het VKA omdat de invloedzones van de mechanismen vanuit het NKO dan herleidbaar zijn.

Voorafgaande is een startoverleg gepland voor de beoordeling van de NWO's waarin het volgende stappenplan wordt besproken:

1. Inventarisatie objecten
2. Veiligheidsfilosofie
3. Zonering definiëren
4. Uitvoering eenvoudige toets
5. Relevante mechanismen selecteren
6. Interactie beschouwen op verschillende beoordeling niveaus
7. Handelingsperspectief VKA
8. Scope VKA inclusief NWO's
9. Eventuele afronding beoordeling op fijnste niveau (TOM/ DOT)

Stappen 1 en 4 worden zoveel mogelijk uitgewerkt als voorbereiding op het startoverleg in september 2022. In ditzelfde overleg wordt een update gegeven over de uniforme aanpak voor NWO's binnen de Sterke Lekdijk en het bovengenoemde stappenplan wordt als optie voorgesteld om binnen ICU de NWO's te beoordelen.

Er zijn geen grote leidingen (gas of water) aanwezig binnen het deeltraject ICU. Er zijn enkele overige constructies (NWOoc) aanwezig (een aantal mogelijk oud meetstations) op het buitentalud wat voorgaande jaren waterstanden heeft gemeten.

6.8 Kunstwerken en langsconstructies

Faalkanseisen

In het volledige dijktraject 44-1 (van Amerongen tot aan de Beatrixsluis in Nieuwegein) bevinden zich in totaal 9 stuks waterkerende kunstwerken:

- 5 stuks schutsluizen van RWS (2x Wijk bij Duurstede, 3x Nieuwegein)
- 2 stuks inlaatduikers in de voorhaven van de sluis Wijk bij Duurstede
- de inlaat Kromme Rijn te Wijk bij Duurstede
- de dichtgezette sluis met damwand bij Fort Honswijk.

In het deeltraject Culemborgse veer-Prinses Irenesluis bevindt zich 1 waterkerend kunstwerk: de inlaatduiker in de westelijke voorhavendijk van de sluis Wijk bij Duurstede. Het kunstwerk is in eigendom en beheer bij het waterschap.

De faalkanseis en betrouwbaarheidsindex voor de verschillende faalmechanismen zijn met behulp van de volgende formules bepaald:

$$P_{eis;dsn} = \frac{\omega P_{eis}}{N_{dsn}} \quad \beta = -\Omega^{-1}(t * P_{eis;dsn})$$

Waarin:

$P_{eis;dsn}$ = faalkanseis per faalmechanisme

ω = faalkansruimtefactor, conform tabel 2-2 uit bijlage III bij Regeling Veiligheid Primaire Waterkering

P_{eis} = faalkanseis van het dijktraject. Voor dijktraject 44-1 is $P_{eis} = 1/10.000$ (ondergrens)

N_{dsn} = lengte-effect factor

β = betrouwbaarheidsindex

$-\Omega^{-1}$ = functie normaalverdeling

t = geschatte resterende levensduur van de constructie

De faalkanseisen per faalmechanisme zijn afhankelijk van de lengte-effectfactor en de faalkansruimtefactor, zie onderstaande tabel.

Tabel 6-12: Faalkanseisen per faalmechanisme voor waterkerende kunstwerken in dijktraject 6-6

KW Dijktraject 44-1				
Faalmechanisme	N-dsn		$P_{eis;dsn}$ [1/jr]	β
HTKW	1 ¹⁾	0,24	1/41.670 (2,4E-05)	
BSKW	3 ²⁾	0,04	1/750.000 (1,3E-06)	
PKW	1 ³⁾	0,02	1/500.000 (1,6E-06)	
STKWp	3 ⁴⁾	0,02	1/1.500.000 (6,7E-07)	3.82

1) Lengte-effectfactor voor HTKW: per dijkkring bepaald

2) Lengte-effectfactor voor BSKW: aantal kunstwerken in dijktraject 6-6 met een niet verwaarloosbare kans op niet sluiten: $N2a = 5$. Op basis de beoordelingsrapportage van RWS wordt er voor de beoordeling op betrouwbaarheid sluiting vanuit gegaan dat 4 van 9 waterkerende kunstwerken een verwaarloosbare faalkansbijdrage aan het overstromingsrisico leveren. (zie boven). De lengte-effectfactor $N_{dsn;BS} = \max(1;0,5*N2a) = 2,5$, afgerond 3.

3) Lengte-effectfactor voor PKW: $N=1$ omdat alleen wordt beoordeeld met Lane.

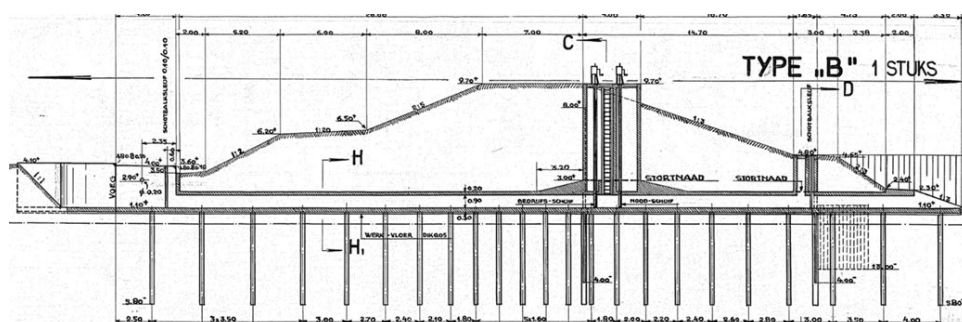
4) Lengte-effectfactor voor STKWp: conform par. 20.1 uit bijlage III bij Regeling Veiligheid Primaire Waterkering

Voor de beoordeling op sterkte en stabiliteit (STKWp) geldt dat de faalkanseis ($\beta = 3.82$) minder zwaar is dan de betrouwbaarheidseis volgens de Eurocode uitgaande van een referentieperiode van 50 jaar ($\beta = 4,3$). Constructieve beoordeling van onderdelen wordt daarom uitgevoerd op basis van de rekenregels van de Eurocode, waarbij de representatieve situatie (zonder partiële factoren) wordt berekend om de

representatieve sterkte te bepalen. Op basis van de omrekeningsheet karakteristieke naar gemiddelde belasting wordt vervolgens de input voor RisKeer bepaald.

Beschrijving

De duiker dateert uit de periode 1935-1938 en is gelijktijdig met de eerste schutkolk van de Prinses Irenesluizen aangelegd. De oorspronkelijke duiker is een gewapend betonnen constructie op gewapend betonpalen voorzien van houten kwelschermen met een doorstroomoppervlak van 0,90 m hoog en 0,80 m breed. In de kruin van de dijk is een schuivenput opgenomen, waarin zich een tweetal handbediende met heugelstang aangedreven spindelschuiten bevinden. In het buitentalud is nog een schotbalkput aanwezig. De bovenkant hiervan bevindt zich op circa NAP +4,80 m.



Figuur 6.6: Langsdoorsnede duiker

In 2004 is de duiker gerenoveerd. Daarbij zijn het schuivenhuis, de schuiven en de bewegingswerken opgeknapt en is de buisleiding gereinigd. Op 1 plaats is in de buisleiding door verschildetting een hoogteverschil ontstaan van ongeveer 12cm met scheurvorming. De scheurvorming is hersteld door tegen de binnenzijde roestvaste stalen platen te bevestigen, met rubber afdichtingsprofielen.

Beschikbare informatie

Er is voldoende informatie beschikbaar om tot beoordeling en afbakening van de ontwerpogave te komen. Er is een complete set bouwtekeningen en een recent inspectierapport (incl. camera-inspectie van de buisleiding). Aandachtspunt is het ontbreken van inspectie-informatie van het buitendijkse gedeelte van de buisleiding.

Aanpak beoordeling

De volgende aanpak wordt gebruikt voor de ontwerpogave:

- HTKW: geen beoordeling
- BSKW: beoordeling op basis van eenvoudige beslisregels
- STPH: beoordeling op basis van Lane
- STKWp: herberekening schuiven en betonconstructie duiker, mede in relatie tot eventuele belastingtoename door aanpassing dijkprofiel.

Aandachtspunt is de restlevensduur van de constructie in relatie tot het zichtjaar van de dijkversterking. De inlaatduiker is al ongeveer 80 jaar oud en heeft vanuit dat oogpunt een beperkte technische levensduur (orde 25-40 jaar). Daarom wordt beoordeling en ontwerp gericht op maximaal zichtjaar 2075.

De resultaten van de veiligheidsanalyse van de inlaat Irenesluis zijn beschreven in een separate rapportage, te weten "1.3.2 Constructieve beoordeling inlaat Wijk bij Duurstede – ICU"[9].

6.9 Bijzondere waterkerende constructies

Er zijn geen bijzondere waterkerende constructies aanwezig in het projectgebied van ICU.

7 Belastingen

7.1 Soorten belastingen

De dijk kent vele verschillende soorten belastingen. De belangrijkste is een extreem hoogwaterstand op de rivier. Dat beïnvloedt het waterniveau in het achterland en de diepere grondlagen. Dit alles heeft direct invloed op het verloop van de freatische lijn in de dijk. De door wind of scheepsvaart opgewekte golven veroorzaken een golfklap, golfploop en golfoverslag. Daarnaast is er nog verkeersbelasting ten gevolge van verkeer over de dijk en moet rekening worden gehouden met schade aan de dijk door het gebruik daarvan. Naast deze belastingen is de dijk ook onderhevig aan zetting en bodemdaling. In Tabel 7-1 is per faalmechanisme de aan te houden belastingsituaties beschreven. Daaropvolgend zijn uitgangspunten beschreven die per belasting benodigd zijn om de totale belasting te bepalen.

Tabel 7-1: *Belastingssituaties per toetsspoor (dikgedrukt is beschouwd tijdens NvU of NKO)*

Toetsspoor	Belastingssituatie
Piping (STPH)	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij norm (WBN) De grondwaterstand in het achterland ligt gelijk aan het maaiveldniveau, tenzij dit vanuit beheer niet mogelijk is.
Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij norm (WBN) zonder verkeersbelasting Significante overslag, waardoor dijklichaam verzadigd raakt (Conform KPR memo "voorlopige werkwijze macrostabieliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4" van 14 maart 2017 [13]. Lagere waterstand met hogere verkeersbelasting (behorend bij BGT) Lagere waterstand met een externe neerslag: verhoogde freatische lijn In alle situaties kan de waterstand binnendijs op polderpeil worden aangehouden of op het maaiveld staan
Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU)	<ul style="list-style-type: none"> Val na hoog water: hoge freatische lijn en lage waterstand (WBN - 4,0m) Extreem laag water: normale freatische lijn en extra lage waterstand (een waterstand die eens per 10 jaar wordt onderschreden) Extreme neerslag: verhoogde freatische lijn en gemiddelde laagwaterstand (GLW van 3,0 meter conform streefpeil) Verkeersbelasting

De buitenwaterstand en de golfploop (zowel HBN als WBN) worden in paragraaf 7.5 t/m 7.6 uitgewerkt. Als basis voor de uiterste grenstoestand wordt uitgegaan van de Waterstand Bij Norm (WBN) voor de geotechnische faalmechanismen. Conform het OI2014v4 wordt deze afgeleid bij de maximaal toelaatbare kans van 1/ 10.000 per jaar.

De minimaal benodigde kruinhoogte wordt bepaald door het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) behorend bij een bepaald kritiek overslagdebiet met een terugkeertijd van 1/ 41.667 per jaar (dit is de faalkans per doorsnede), zie paragraaf 6.1.1. Voor de BGT wordt later in het VKA de lagere belastingniveaus afgeleid, die optreden met een kleinere terugkeertijd, dus kleinere kans van optreden. Voor macrostabieliteit buitenwaarts wordt ook een extra lage waterstand bepaald. Het verloop van de freatische lijn is van belang voor macrostabieliteit. Hiervoor is ook de binnendijs waterstand van belang. Het toelaatbaar overslagdebiet is van belang voor verschillende faalmechanismen (hoogte en macrostabieliteit binnen-

waarts), maar heeft ook invloed op beheer en onderhoud. Het wordt uitgewerkt in paragraaf 7.5. In paragraaf 7.8 en 7.9 worden de zetting en bodemdaling beschreven. Deze hebben vooral invloed op de hoogte van de dijk. Tenslotte komen in paragraaf 7.11 de overige belastingen aan de orde. Verkeersbelasting is van belang voor macrostabiliteit. Belasting door extreme neerslag is ook van belang voor macrostabiliteit. Verder wordt ingegaan op andere belastingen, die naar verwachting weinig impact hebben het ontwerp van de dijk.

Afvoerstatistiek

De waterstand bij norm (WBN) en het hydraulisch belasting niveau (HBN) worden voor de Nederrijn en Lekdijk gedomineerd door hoge rivierafvoer. In de rekenrecepten zijn de aan te houden maximale afvoeren over de Nederrijn en Lek gelimiteerd door een maximale afvoer bij Lobith in te geven.

Beleidsmatig is gekozen om als uitgangspunt te kiezen voor “Lek ontzien”. Dit houdt in dat bij hoge afvoeren de Lek volledig wordt ontzien. De maximale afvoer bij Lobith wordt gelijkgesteld aan 16.000 m³/s.

7.2 Klimaatscenario's en onzekerheidstoelagen

Bij de rekenrecepten voor het afleiden van de hydraulische randvoorwaarden zijn statistiekbestanden meegeleverd voor de zichtjaren 2050 en 2100. Overeenkomstig het OI2014v4 wordt voor alle projecten het klimaatscenario W+ (KNMI, 2006) aangeleverd, dit komt overeen met de klimaatopgave binnen de Deltascenario's Stoom en Warm. Met eventuele nieuwe klimaatscenario's van het KNMI wordt geen rekening gehouden. Dat geldt ook voor de mogelijke gevolgen van versnelde zeespiegelstijging voor het Deltaprogramma.

7.3 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden worden afgeleid met het programma Hydra-NL en de hiervoor beschikbare databases. De afleiding van de hydraulische randvoorwaarden voor de Nederrijn en Lek zijn beschreven in rekenrecepten die zijn ontwikkeld voor het OI. Specifiek voor het normtraject 44-1 is het rekenrecept te vinden in [14].

Voor het normtraject 44-1 is de DPa database voorgeschreven in het rekenrecept. Deze database heeft slechts één uitvoerpunt per km. De WBI database heeft uitvoerpunten per 100 meter. Omdat de Hydraulische randvoorwaarden uit de WBI database betrouwbaarder zijn en beter werkbaar wordt er niet gerekend met de DPa database. Dit is op basis van eerdere gesprekken tussen alle specialisten uit de hele Sterke Lekdijk, die in 2019 hebben plaatsgevonden met HDSR.

De belastingsituaties, die bepalend zijn voor buitenwaartse stabiliteit zijn omschreven in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [7], het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen (paragraaf 7.4 e.v.) [15], als ook in het OI2014v4 [2]. Voor het bovenrivierengebied (normtraject 44-1) wordt aanbevolen uit te gaan van een situatie na een val van 10 dagen. De waterstand bij val na hoogwater volgt voor het bovenrivierengebied uit het waterstandsverloop en is de waterstand die 240 uur na de lokale topwaterstand optreedt. Dit waterstandsverloop is niet te bepalen met de waterstandsverlooptool van het WBI. Zolang hiervoor geen goede afleiding voor is, wordt een standaardwaarde van een val van 4,0 m aangehouden conform de POV Centraal Holland. Deze waarde is verlaagd naar 3,0 m, consistent met de aansluitende trajecten WAM en CUB. Uit de nieuwe analyse bleek dat de invloed van deze verkleinde val na hoogwater marginaal was met betrekking tot de veiligheid tegen overstromen.

7.4 Schematisering grondwater / geohydrologische randvoorwaarden

In Hoofdstuk 6.3 wordt per faalmechanisme beschreven hoe om te gaan met de freatische lijn, stijghoogte en indringing. Hierin wordt ook ingegaan op de specifieke belastingsituaties die kunnen optreden bij macrostabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts.

7.5 Toelaatbaar kritiek overslagdebiet (Hydra NL)

Het toelaatbaar overslagdebiet heeft invloed op het ontwerp, het beheer en de mogelijkheden voor medegebruik van de dijk. Landelijk wordt geen algemeen uitgangspunt gehanteerd voor het overslagdebiet. Conform [3] wordt in de verkenningsfase uitgegaan van een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m voor de uiterste grenstoestand. Het is echter mogelijk om een differentiatie in het toelaatbaar overslagdebiet door te voeren.

7.6 Waterstanden op de Lek

De WBN en HBN zijn door een externe partij bepaald met Hydra-NL. Voor het zichtjaar 2073 worden deze waarden lineair geïnterpoleerd bij een overslagdebiet van 5 l/s/m. Deze wijze van interpoleren wordt ook gedaan voor het bepalen van de WBN.

Met behulp van het tienjarig overzicht 1981 en 1990 worden de overige waterstanden bepaald (gemiddeld laag water, gemiddelde waterstand en gemiddeld hoog water). Daarnaast kan op basis van de peilbuismeetgegevens een realistischer beeld over de buitenwaterstand verkregen worden.

7.7 Autonome kruin- en bodemdaling (incl. bijbehorende peilverlagingen)

Bodemdaling is een natuurlijk proces door inklinking van de slappe bodemlagen in laag Nederland en door andere processen zoals oxidatie van veen, isostasie en geologische kanteling. Zettingen en kruindaling treden op door het gewicht van de dijk zelf en zijdelings uitzakken van de grond.

Voor de Sterke Lekdijk zijn bodemdaling en (rest)zetting ter plaatse van de dijk afgeleid met behulp van TerraSAR-X Satellietmetingen. Met behulp van radarmetingen die gedurende een jaar elke 11 dagen zijn gedaan, zijn de veranderingen in de hoogteligging bepaald. Deze zijn geverifieerd met extra TerraSAR-X beelden om de 22 dagen, tijdens een voorafgaande periode van 1,5 jaar, aangevuld met vrij beschikbare Radarsat-XF beelden.

Uit de meetpunten is per 100 meter de 50%-waarde (50% van de meetwaarden zakt sneller) bepaald, en vervolgens verdeeld in klassen. Voor het grootste deel van het project ICU bedraagt de bodemdaling 0-2 mm / jaar (zie opdeling hieronder) en voor enkele locaties 2-4 mm / jaar.

Bij het bepalen van de toe te passen rekenwaarde voor bodemdaling geldt de volgende afronding:

- 0-2 mm /jaar, aan te houden waarde: 2 mm / jaar → ICU
- 2-4 mm/ jaar, aan te houden waarde: 4 mm / jaar → ICU
- 4-7 mm/ jaar, aan te houden waarde: 7 mm / jaar → andere deeltrajecten SLD
- > 7 mm/jaar, aan te houden waarde: 10 mm / jaar → andere deeltrajecten SLD

Hierbij geldt:

- De cijfers geven de autonome bodemdaling weer, vermeerderd met secundaire zetting van de dijkophogingen.
- Het uitgangspunt is, dat de bodemdaling en zetting gedurende de levensduur volledig worden opgenomen in de aanleghoogte.

- De autonome bodemdaling heeft tussen de inwindatum AHN3 in het jaar 2015 tot het jaar 2021 al plaatsgevonden. Overigens verandert dat niets aan de bodemdaling per jaar, alleen met welke totale bodemdaling gerekend zal worden.

7.8 Zetting en klink

Overige aspecten die invloed hebben op de aanleghoogte zijn zetting en klink. Zetting treedt op in de ondergrond door het aanbrengen van extra belasting. Klink vindt plaats in het dijklichaam zelf.

De mate van zetting zal in de Planuitwerkingsfase worden gekwantificeerd op basis van samendrukkingsparameters die volgen uit de analyse van de resultaten van de samendrukkingsproeven uit het laboratoriumonderzoek.

7.9 Verkeersbelasting UGT

Met betrekking tot verkeersbelasting wordt onderscheid gemaakt tussen verkeersbelasting tijdens de uiterste grenstoestand (UGT) en verkeersbelasting tijdens de bruikbaarheidgrenstoestand (BGT).

Bij de UGT (STBI) mag ervan uit worden gegaan, dat er geen verkeersbelasting op de dijk is. Dit is een realistische keuze op grond van aanbevelingen in de KPR-factsheet "Verkeersbelasting en macrostabiliteit (versie 28 juli 2016). Bij STBU geldt wel verkeersbelasting. Voor een verkeersbelasting in dit scenario wordt uitgegaan van een belasting van 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [7].

Voor de verkeersbelasting wordt uitgegaan van een spreidingshoek van 30 graden en een consolidatiegraad van 0% in klei en veen en 100% in zand.

Verkeersbelasting in de BGT situatie is tbvn het NKO (stap 2, Verkenningsfase) beschouwd. In de fase NvU is eerst de UGT situatie beschouwd conform de Strategische Nota van Uitgangspunten.

7.10 Overige belastingen

Onderstaand overzicht geeft aan hoe wordt omgegaan met de overige belastingen.

Aardbevingen

De dijk ligt niet in een EMS-zone (Europese Macro-seismische Schaal). Daarom is geen noemenswaardige intensiteit of gevolgen door bevingen te verwachten. Op de aanwezige breuken ligt circa 500 m tot 600 m onverkit sediment. Er wordt geen vergroot risico op aardbevingen verwacht. Derhalve wordt in het ontwerp geen rekening gehouden met aardbevingsbelasting.

Ijsbelasting

Ijsbelasting wordt in Nederland niet gezien als een bedreiging voor de dijken. Wanneer ijsvorming in combinatie optreedt met hoge waterstanden of zware golfaanval, kan wel dijkbekleding beschadigen, waardoor erosie kan optreden. Gelet op de gemiddelde temperatuur van het rivierwater (o.a. door koelwaterlozingen) wordt de kans op deze belastingcombinatie verwaarloosbaar geacht. In het ontwerp wordt geen rekening gehouden met ijsbelasting.

Golfbelasting scheepvaart

Op veel plekken ligt de vaargeul ver van de dijk door de aanwezigheid van voorland. De golfbelasting door scheepvaart is op die plaatsen verwaarloosbaar. Op de dijkvakken met smal voorland of schaaldijken speelt golfbelasting mogelijk wel een rol. Daar waar in maatgevende omstandigheden significante scheepvaartbelastingen op de bekleding of op beschermingsconstructies zijnde onderdeel van de waterkering te verwachten zijn (ter plaatse van voorhavendijken, schaaldijken, etc.), wordt rekening gehouden met belastingen uit scheepvaart (scheepsgolven, schroefstralen). Hierbij wordt uitgegaan van de scheepsklasse zoals gegeven in PDOK door Vaarweg Informatie Nederland. De scheepvaartbelastingen worden bepaald conform Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het riviereengebied.

Aanvaringen en drijvende voorwerpen

Een aanvaring met een schip of een ander groot drijvend voorwerp zal zelden voorkomen. In extreme omstandigheden mag ervan uit worden gegaan, dat de scheepvaart wordt stilgelegd. Echter, tijdens een storm kan een schip stuurloos of op drift raken en de waterkering treffen. Dit is alleen een gevaar voor schaaldijken (bij normale waterstanden) en sluizen en voor dijken waar de maatgevende omstandigheden storm gedomineerd zijn.

8 Geotechnische uitgangspunten

8.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden verschillende algemene geotechnische uitgangspunten beschreven voor ICU.

8.2 Schematiseringsfactor

Voor het ontwerpen worden er verschillende schematiseringen opgesteld, waarvoor een schematiseringsfactor wordt toegepast. De uitwerking van de schematiseringsfactor per faalmechanisme is opgenomen in de beschrijving van het betreffende faalmechanisme in hoofdstuk 2.

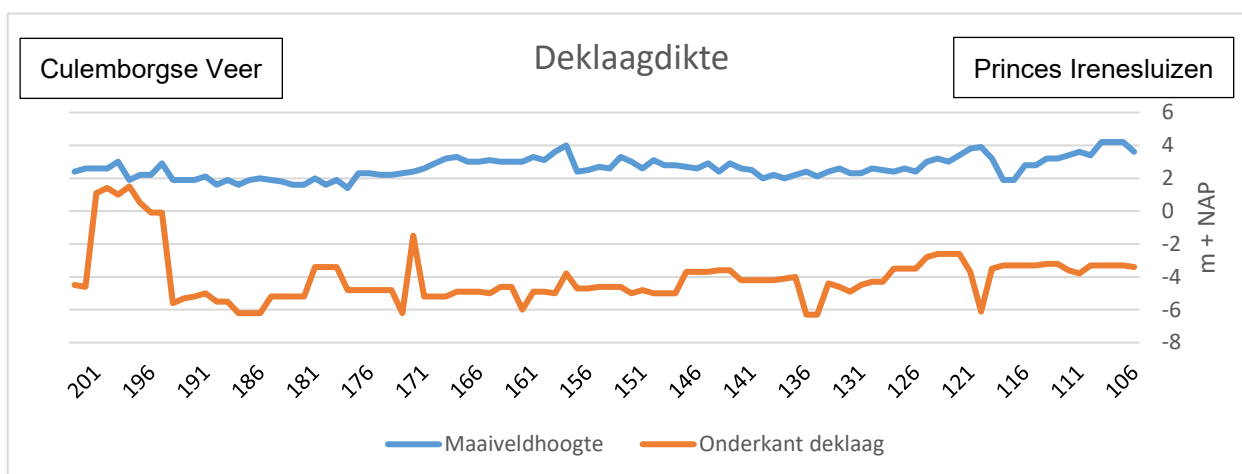
Dit is afwijkend van het beoordelen van primaire waterkeringen conform het WBI2017.

8.3 Onderscheiden grondsoorten

Met behulp van de materiaaltabellen van CUB kan een onderscheid gemaakt worden tussen de aanwezige grondsoorten.

- Klei dijkmateriaal (onderdeel van de bestaande dijk)
- Zand ophoogmateriaal (onderdeel van de bestaande dijk)
- Klei zwaar (volumiek gewicht $> 17,5 \text{ kN/m}^3$)
- Klei licht (volumiek gewicht $< 17,5 \text{ kN/m}^3$)
- Veen
- Zand

Het onderscheid tussen gedraineerd en ongedraineerd grondgedrag is gebaseerd op de ligging van de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden. Deze lijn wordt ook aangehouden tijdens andere belastingssituaties.



Figuur 8.1: Deklaagdikte deeltraject ICU op basis van gemiddeld hoogte maaiveld (exclusief slootbodems)

8.4 Dikte deklaag

Op basis van het geotechnisch onderzoek van Inpijn-Blokpoel [9] kunnen de deklaagdiktes per dijkpaal afgeleid worden voor de locatie waar opbarsten kan optreden (de binnenteen).

8.5 Verzadigd volumegewicht deklaag

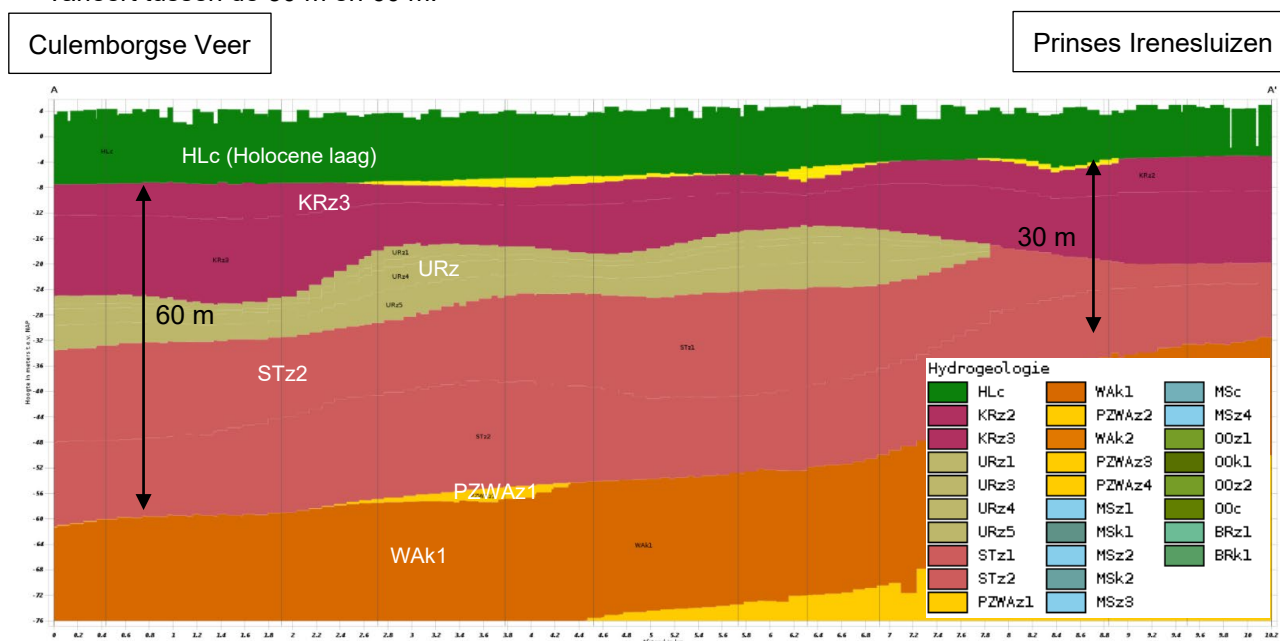
Het verzadigd volumegewicht van de deklaag (γ_{nat} [kN/m^3]) is het volumegewicht van de deklaag in verzadigde toestand. Het verzadigd volumegewicht van de deklaag is een relevante parameter voor piping, specifiek voor het deelmechanisme opbarsten. Voor het volumegewicht van de deklaag is uitgegaan van een lage karakteristieke schatting van de laaggemiddelde waarde gehanteerd op basis van classificatieproeven uit het deeltraject CUB en ICU. Omdat op basis van de beschikbare sonderingen het niet mogelijk is om de exacte laagscheiding te maken tussen Klei licht en Klei zwaar zijn de volumegewicht bepalingen van alle kleimonsters samengevoegd zodat voor klei één waarde wordt gebruikt en wijkt daarom af van de volumieke gewicht voor klei uit Tabel 8-2. Deze karakteristieke waarden van het verzadigd volumegewicht van de deklaag gelden specifiek voor het deelmechanisme opbarsten. De volgende karakteristieke waarden per grondsoort zijn gehanteerd:

Tabel 8-1: Karakteristieke waarden volumegewicht deklaag t.b.v. het mechanisme piping

Grondsoort	γ_{nat} [kN/m^3]
Klei (licht en zwaar)	16,6
Veen	10,9
Zand	18,5

8.6 Dikte watervoerend pakket

De dikte van het watervoerend pakket is gelijk aan het niveau van de bovenzijde van de eerste kleiige eenheid van de formatie van Waalre (WAK1) minus het niveau van de onderkant van de deklaag. De diepte van het watervoerend pakket is niet af te leiden uit het geotechnisch lengteprofiel van Inpijn-Blokpoel [9], aangezien het grondonderzoek niet voldoende diep is uitgevoerd. De diepte van het watervoerend pakket is daarom bepaald aan de hand van het ondergrondmodel REGIS II. De diepte van de deklaag is bepaald in paragraaf 8.4. De dikte van het watervoerende pakket is per dijkpaal bepaald, zie ook Figuur 8.1. Op basis Figuur 8.2 kan worden geconcludeerd dat de dikte van het watervoerende pakket varieert tussen de 30 m en 60 m.



Figuur 8.2: Verticale doorsnede BRO REGIS II v2.2 deeltraject ICU

8.7 Watergangen

De dimensies van de watergangen zijn via de GISportal van HDSR verkrijgbaar onder de Shapefile "Hydro objecten". Hieruit is de onderkant waterbodembodem af te leiden, de taludhelling en het waterpeil. Er wordt dus geen gebruik gemaakt van de legger oppervlaktewateren (LOW) zoals dit bij CUB is gehanteerd.

De eventueel aanwezige sliblagen worden niet geschematiseerd en daarmee wordt de invloed op binnenwaartse of buitenwaartse macrostabiliteit buiten beschouwing gelaten.

8.8 Geotechnische randvoorwaarden

Voor het deeltraject ICU is laboratoriumonderzoek uitgevoerd op grondmonsters langs het traject. Voor de bepaling van de grondparameters is in een aantal gevallen een combinatie gemaakt met grondparameters uit de aangrenzende deeltraject CUB en WAM. In deze paragraaf wordt daarom verwezen naar bestaande proevenverzamelingen.

8.8.1 Proevenverzameling sterkteparameters

In deze fase (Verkenningfase) wordt gebruik gemaakt van de proevenverzameling en de sterkteparameters uit het deeltraject CUB, welke vervolgens is geactualiseerd met sterkteparameters die bepaald zijn uit proeven op grondmonsters uit het deeltraject ICU. Er is gekozen om bij de bepaling van de sterkteparameters, de proevenverzameling van CUB en ICU te combineren, omdat in het deeltraject ICU niet voldoende proeven beschikbaar zijn om goede waarde uit af te leiden die goed aansluit bij de lokale situatie en rekening houdt met de regionale spreiding langs het traject. De methode die is gebruikt voor het bepalen van de sterkteparameters staat beschreven in [16].

Tabel 8-2: Karakteristieke waarden gedraineerde en ongedraineerde grondparameters t.b.v. macrostabiliteit

Grondsoort	γ_n [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	S_{kar} [-]	m_{kar} [-]	ϕ [-]	c' [kPa]	POP [kN/m ²]	POP NKO [kN/m ²]
Klei dijksmateriaal	19,0	-	n.v.t.	n.v.t.	30	0	n.v.t.	n.v.t.
<i>Klei dijksmateriaal¹</i>	<i>19,0</i>	<i>-</i>	<i>n.v.t.</i>	<i>n.v.t.</i>	<i>24,8</i>	<i>5,0</i>	<i>n.v.t.</i>	<i>n.v.t.</i>
Klei dijksmateriaal (toplaag)	19,0	-	n.v.t.	n.v.t.	24,0	3,0	-	n.v.t.
Klei dijksmateriaal ongedraineerd	19,0	-	0,25	0,86	n.v.t.	n.v.t.	7	20
Klei zwaar ²	18,5	-	n.v.t.	n.v.t.	30	0	n.v.t.	n.v.t.
Klei zwaar (toplaag)	18,5	-	n.v.t.	n.v.t.	24,0	3,0	-	n.v.t.
Klei zwaar ongedraineerd	18,5	-	0,28	0,86	n.v.t.	n.v.t.	15	20
Klei licht ongedraineerd	15,4	-	0,26	0,87	n.v.t.	n.v.t.	8	15
Klei licht ongedraineerd onder veen	15,4	-	0,26	0,87	n.v.t.	n.v.t.	-	8
Veen ongedraineerd	10,9	-	0,32	0,83	n.v.t.	n.v.t.	1	10
Zand	18	20	n.v.t.	n.v.t.	31,3	0	n.v.t.	n.v.t.
Zand ophoogmateriaal ³	18	20	n.v.t.	n.v.t.	31,3	0	n.v.t.	n.v.t.

¹Tijdens een tweede optimalisatieslag is extra sterkte toegekend aan Klei dijksmateriaal. Er zijn in het NKO dus berekeningen met en zonder cohesie en met en zonder toplaag.

²Klei zwaar heeft een drainerende eigenschappen en ligt aan het oppervlak in het achterland en voorland.

³Ophoogmateriaal wordt toegekend aan het kernmateriaal van bestaande binnenbermen die veelal uit zand bestand.

In de NvU (Stap 1, Verkenningfase) is gebruik gemaakt van de standaard indicatieve POP uit de schematiseringhandleiding macrostabiliteit [7]. De waarden in de een na laatste kolom van tabel 8-2 zijn gebaseerd op laboratoriumproeven van diverse projecten. Deze waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand en worden in de eerste Stage “Fase 1” geschematiseerd.

In het NKO (stap 1, Verkenningfase) zijn er toplagen geschematiseerd in de berm, talud en kruin. De aangepaste sterkte waarden zijn opgenomen in Tabel 8-2.

In het NKO zijn er met alternatieve POP-waarden gerekend, omdat de standaardwaarden te conservatief zijn bevonden. Het aantal labproeven uitgevoerd voor traject ICU is onvoldoende om betrouwbare POP-waarden te bepalen. Omdat de bodemopbouw binnen Sterke Lekdijk uniform is, is er besloten om waarden te gebruiken die gebaseerd zijn op waarden gebruikt voor buurtraject CUB. Hierbij zijn de waarden van CUB naar beneden afgerond.

Er is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd (Bijlage 4) ten opzichte van de waarden in de laatste kolom. Uit de analyse blijkt dat het effect van de POP-waarden weinig effect heeft op de stabiliteitsfactor. Een vermindering van 3 kPa per laag heeft geen effect gehad op de veiligheidsopgave. Omdat de waarden in de laatste kolom een afronding naar beneden zijn ten opzichte van buurtraject CUB en een verdere kleine aanpassing in de POP-waarden geen effect heeft op de veiligheidsopgave, zijn de bovenstaande waarden betrouwbaar geacht.

8.8.2 d70 watervoerend zandpakket

Voor de d70 waarde zijn laag karakteristieke waarden bepaald op basis van zeefproeven op grondmonsters langs het deeltraject ICU. Dit is gedaan omdat er voldoende zeefproeven beschikbaar zijn om goede waarde uit af te leiden die goed aansluit bij de lokale situatie. Doordat er voldoende proeven aanwezig zijn is het ook mogelijk om rekening te houden met de regionale spreiding in de resultaten en onderscheid te maken tussen verschillende gebieden, zoals een diep of ondiep watervoerend pakket en dikke of dunne zandtussenlagen. De d70 uit de zeefproeven komt overeen met de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de korrelverdelingen uit laboratoriumonderzoeken bij CUB en WAM. De waarde van de d70 is echter wel aan de gunstige kant, waardoor rekening moet worden gehouden met een optimalisatie van de korrelgrootte.

Tabel 8-3: Karakteristieke waarden d70

Zandlaag	d70 _{kar}
Watervoerende zandlaag	306 µm
Dunne zandtussenlaag < 1,5 m	364 µm
Dikke zandtussenlaag > 1,5 m	310 µm

8.8.3 Doorlatendheid watervoerend zandpakket

De doorlatendheid en de dikte van het zandpakket zijn bepaald in de Detailtoetsing A-Keringen van de Nederrijn en de Lekdijk [17]. Deze parameters worden lokaal aangescherpt op basis van:

- o De k-waarde uit de naastgelegen deeltrajecten WAM en CUB. Bij WAM is de doorlatendheid voor het gehele watervoerende pakket van Echteld en Kreftenheye bepaald op basis van een pompproef. Voor het hele traject is hierbij karakteristieke doorlatendheid van 70 m/dag toegepast

in de basisberekening. Bij CUB is middels het HPT-AMPT onderzoek de karakteristieke effectieve bulk doorlatendheid van het watervoerend pakket bepaald. Deze doorlatendheden variëren van 55 m/dag tot 69 m/dag.

- Standaardwaarden uit het WBI-SOS. Op basis van het WBI-SOS geldt langs het traject ICU een gemiddelde doorlatendheid van 60 m/dag.

8.8.4 Geotechnisch lengteprofiel

Als onderdeel van het geotechnisch onderzoek [9] zijn lengteprofielen opgesteld van het voorland, de kruin, binnendijks (binnenberm) en het achterland. Deze profielen worden gebruikt bij het schematiseren van de bodemopbouw ten behoeve van meerdere mechanismen. Het Geotechnisch Lengteprofiel is toegevoegd in bijlage 3 van de TUN.

9 Overige uitgangspunten SNvU

9.1 Maakbaarheid

Tijdens uitvoering van de werkzaamheden is het uitgangspunt, dat de veiligheid van de waterkering niet afneemt ten opzichte van de situatie voor de start van de werkzaamheden. Het voert te ver om voor iedere tijdelijke situatie de overstromingskans te bepalen. Daarom moet voor iedere stap tijdens de uitvoering worden aangetoond of de veiligheid kan verminderen, hoelang dat duurt en welke maatregelen worden getroffen om de veiligheid te verzekeren. Bovendien moeten vooraf maatregelen worden uitgewerkt om in een extremere situatie het water te keren.

De toe te passen technieken met aandacht voor de:

- Technische complexiteit;
- Beschikbare ruimte en tijd waarbinnen de werkzaamheden moeten worden uitgevoerd.

9.2 Uitbreidbaarheid, aanpasbaarheid en vervangbaarheid

Onder robuustheid/ uitbreidbaarheid (klimaatadaptatie) wordt verstaan in hoeverre een toekomstige versterking (in hoogte, breedte en sterkte) mogelijk blijft bij het ontwerp van:

- Grondlichamen
- Waterkerende constructies en kunstwerken
- Inpassen NWO's

In situaties waar een grondlichaam geen of een ongewenste oplossing is voor de versterkingsopgave, kan een waterkerende constructie worden ontworpen. Kunstwerken zijn objecten in de dijk die een andere gebruiksfunctie mogelijk maken. Naast deze andere functie zijn kunstwerken vrijwel altijd waterkerend, al dan niet in combinatie met het grondlichaam.

Voor constructies en kunstwerken geldt in de regel een langere ontwerplevensduur. Bij het ontwerp dient te worden vooruitgekeken naar mogelijkheden om de constructie of het kunstwerk tijdens de levensduur aan te passen aan nieuwe inzichten. Wanneer toekomstige aanpassing niet of alleen met zeer veel moeite mogelijk is, dient het ontwerp te worden aangepast, of eventueel voor een andere oplossing te worden gekozen. Ook de mogelijkheden voor uitbreiding, bijvoorbeeld vanwege eisen vanuit de omgeving, dienen te worden beschouwd. Het kan verstandig zijn het ontwerp nu al anders of robuuster te maken, zodat in de toekomst aanpassingen eenvoudiger kunnen worden gerealiseerd. Als voorbeeld geldt een schutsluis, waarbij het verstandig kan zijn de fundering van het waterkerende sluishoofd zwaarder uit te voeren, zodat deze toekomstige aanpassingen kan dragen. Vervangen van de fundering zou immers ingewikkeld en kostbaar zijn. Voor het sluishoofd zelf kan de gebruikelijke levensduur worden aangehouden.

Tenslotte moet in het ontwerp aandacht worden besteed aan het einde van de levensduur. Om vervanging of verwijdering van een constructie of kunstwerk eenvoudiger te maken, kan het verstandig zijn het ontwerp aan te passen.

Bij het verplaatsen van kabels en leidingen, maar ook van andere niet waterkerende objecten, is het uitgangspunt, dat rekening wordt gehouden met de ruimte die nodig is voor toekomstige dijkversterkingen. Zo wordt voorkomen dat deze bij een volgende dijkversterking opnieuw een belemmering vormen. Het benodigde ruimtebeslag zal als profiel van vrije (PVR) ruimte worden opgenomen in de legger. Tijdens het ontwerpen zal een voorlopig profiel van vrije ruimte worden uitgewerkt, zodat duidelijk is waarmee rekening moet worden gehouden.

10 Aandachtspunten Vervolg (VKA)

In dit document zijn verschillende technische uitgangspunten per mechanisme opgenomen die gebruikt zijn voor de eerste fase ten behoeve van de NvU fase en de tweede stap ten behoeve van de NKO fase. Hierbij hebben we gewerkt van grof naar fijn (van een grover naar een fijner toetsniveau_.

In dit hoofdstuk zijn de aandachtspunten voor het vervolg (VKA) verzameld. Hierbij is aangegeven of het gaat om een aanscherping of optimalisatie of dat er nieuwe informatie en uitgangspunten nodig zijn. Met het Waterschap wordt afgestemd welke aandachtspunten in Tabel 10-1 binnen het VKA worden uitgevoerd. Vervolgens zal de TUN (dit document) een update krijgen om de Veiligheidsanalyse af te ronden.

ET = Eenvoudige toets; GT = Gedetailleerde toets; TOM = Toets op Maat

Tabel 10-1: Vervolg mechanismen: optimalisatie, aanvullend onderzoek of afstemming

Mechanisme	NvU	NKO + Optimalisaties	Optimalisaties/ vervolg VKA
Hoogte*	-	-	n.v.t.
STBI	GT	GT Optimalisaties toplaag, cohesie, POP	- Schematiseringsfactor (rekenblokje) kwantitatief onderbouwen. - BGT situatie berekenen voor STBI na afstemming met beheer HDSR
STPH	GT	Beslisboom piping hypothese 1 -	- Beslisboom piping hypothese 2 - Verificatie gehanteerd uitgangspunten 2x dijkbasis voor aanwezige kwelweglengte. Onderzoek voorland vindt plaats in begin VKA. - Toekomstig ontwerp
STBU	ET**	GT Optimalisaties toplaag, cohesie, POP Faalkansanalyse	- Controle detectietijd en hersteltijd Assetteam
GEBU	ET, GT	GT, TOM, Reststerkte analyse	- Gevoeligheidsanalyse optimalisatie sterkteparameters - Check kleilaagdiktes
GABU	ET	-	-
GEKB*	n.v.t.	...	
GABI	ET	Notitie omgang met GABI SLD stap 1-3	- Stap 4 (Faalkansanalyse) is uitgevoerd door Innovatiespoor en wordt gereviewed door TM ICU. Naar verwachting wordt het resultaat in afstemming opgenomen in de TUN en Veiligheidsanalyse.
ZST	N.v.t.		-
VLGA	ET	...	
VLAF	ET	...	
NWO	-	-	- Inventarisatie - Eenvoudige toets - Verdere aanpak - Maatwerk toets - faalkansanalyse

*bijbehorende faalkans op doorsnedeniveau is gelijk. Bij GEKB wordt specifiek naar de doorwortelde laag van de klei gekeken tijdens een overslagsituatie. Dit is mede afhankelijk van de kruinhoogte, wat dus een raakvlak vormt.

**ET is niet officieel uitgevoerd, maar met een QuickScan is geconcludeerd dat niks zal voldoen.

11 Literatuur

11.1 Project specifieke documenten

- [1] Strategische Nota van Uitgangspunten, SNvU_HDSR_April_2021_C1-2
- [2] Hydraulische Randvoorwaarden Sterkte Lekdijk, 20210528 DM53PRD-#1464826-v1-Aangepaste_oplevering_Hydraulische_randvoorwaarden_DR44-1
- [3] Aanscherping veiligheidsanalyse CUB versie 2, SLD-RHD-TM-CUB-RP-TM-0138_Aanscherping veiligheidsanalyse CUBv2.0 (incl. bijlagen), 1 maart 2021
- [4] Rapportage proevenverzameling Culemborgse Veer - Beatrixsluis, SLD-RHD-TM-CUB-NA-TM-109: Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, 22 november 2019
- [5] Beoordeling binnen- en buitenwaartse macrostabiliteit, Dijkversterking Wijk bij Duurstede - Amerongen, C03011.000750: Sweco-Arcadis, 27-3-2019
- [6] Technische Uitgangspunten Notitie, TUN_C7.0, 20 september 2022
- [7] Notitie Omgang met GABI bij Sterke Lekdijk, DM 1847068, Definitief 25-1-2022
- [8] Bestuursvoorstel toepassen Beslisboom Piping ICU, registratienummer 1879442 versie 1, 21-06-2022
- [9] Constructieve beoordeling inlaat Wijk bij Duurstede – ICU, 28-06-2022

11.2 Waterveiligheid

- [10] Schematiseringshandleiding Hoogte, sh_hoogte_v_2_1
- [11] Fenomenologische beschrijving, 11200574-007-geo-0005-r-fenomenologische_beschrijving_hgn_adl
- [12] Schematiseringshandleiding Bekleding, sh-grasbekleding-28-mei-2021
- [13] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, sh-macrostabliteit-v4-28-mei-2021
- [14] KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag, kprfactsheetwerkwijzestabiliteitbijgolfoverslagoi2014v4_v2
- [15] Beoordelingsinstrumentarium 2017, WBI 2017
- [16] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014v4, Definitief, Februari 2017
- [17] Bijlage iii bij de Wettelijke Regeling, Sterkte en veiligheid primaire waterkeringen 2017

Bijlage 1 - Verifiëren product- en proceseisen

In deze bijlagen worden de eisen aan het product uit de werkpakketbeschrijving en de eisen aan het proces uit de processenstandaard geverifieerd.

Producteisen	Verificatierapport
Eistekst	<p>Deelactiviteiten</p> <ul style="list-style-type: none"> • Projectbeschrijving • Referentiedocumenten • Huidige situatie • Waterveiligheidsopgave • Dijkvakindeling • Belastingen • Geotechnische uitgangspunten • Sterkte/technische werkwijze per faalmechanisme • Overige uitgangspunten
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificator	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	<p>Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Projectbeschrijving is beschreven in 1.2 • Referentiedocumenten is beschreven H11 • Huidige situatie is beschreven H4 • Waterveiligheidsopgave is beschreven H3 • Dijkvakindeling is beschreven H5 • Belastingen is beschreven H7 • Geotechnische uitgangspunten is beschreven H8 • Sterkte/technische werkwijze per faalmechanisme is beschreven H6 • Overige uitgangspunten is beschreven H9

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0373 (ONT.A.01)
Eistekst	Het project dient bij de start van iedere ontwerpfase de baseline te analyseren.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificator	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Dit is gedaan met de voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie en de beschrijving van de nulsituatie.

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0735 (ONT.A.05)
Eistekst	Het project dient voor aanvang van een ontwerpfase de ontwerputgangspunten (normen, belastingen of rekenregels) vast te leggen in een Projectnota van uitgangspunten voor het project gebaseerd op de Strategische nota van ontwerputgangspunten van het programma.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificator	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0736 (ONT.A.05.01)
Eistekst	Het project dient de Projectnota van uitgangspunten voor het project af te stemmen met de stakeholders van het proces Ontwerpen.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificator	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0738 (ONT.A.06.02)
Eistekst	Het project dient bij een wijziging in de Strategische nota van ontwerputgangspunten van het programma, de impact hiervan te bepalen en de wijziging te verwerken in de Nota van uitgangspunten voor het project en de actuele baseline.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificator	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie

Bijlage 2 – Geotechnisch Lengteprofiel

Als separaat document beschikbaar gesteld:

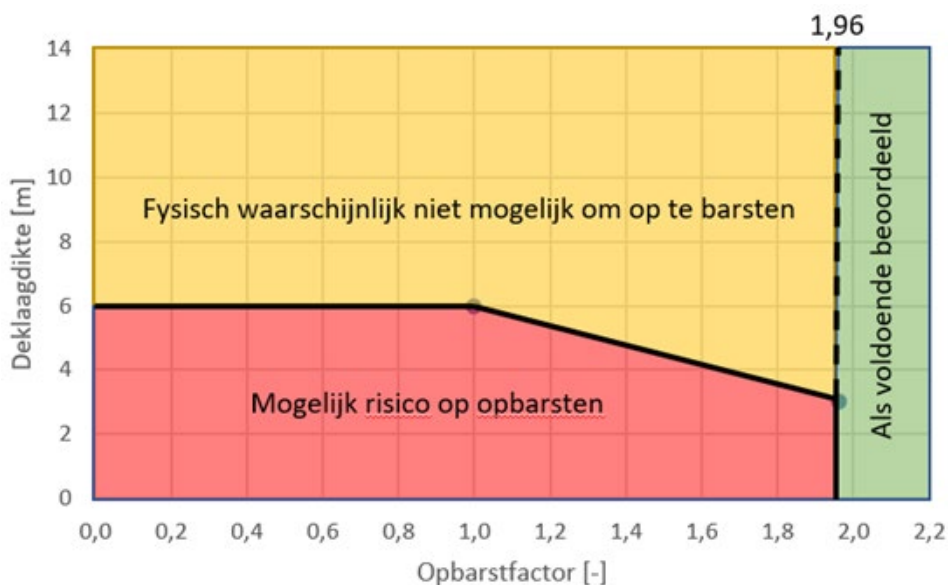
'WP 1.4.3 Bijlage 2 - Geotechnisch lengteprofiel 26112021.pdf'

Bijlage 3 – Beslisboom Piping

Recent is onderzoek gedaan ten behoeve van het deelfaalmecanisme opbarsten. Hieruit is naar voren gekomen dat een toets op basis van de huidige rekenregels mogelijk onnodig conservatief is. Om alvast rekening te houden met nieuwe inzichten en kennis is door het waterschap het principe van de beslisboom overgenomen conform deeltraject SAS in de vorm van een grafiek. Figuur 16 is aangepast voor de eis op opbarsten van traject ICU.

De beslisboom veronderstelt dat de toets op opbarsten (hypothese 1) tot drie oordelen kan leiden; Voldoet, Voldoet niet en “Fysisch waarschijnlijk niet mogelijk om op te barsten” (FWNMO). Oordeel FWNMO geeft aan dat op basis van nieuwe inzichten het zeer onwaarschijnlijk is dat geen opbarsten zal optreden. De dijkvakken met dit oordeel voldoen niet aan de huidige eisen, maar zouden mogelijk in een toekomstige beoordelingsronde wel voldoen. Deze dijkvakken worden vrijgesteld van de huidige pipingopgave door gebruik te maken van beheersmaatregelen zoals monitoring. De uitwerking van deze maatregelen strekt verder het ontwerp van de verkenning. De uitvoeringsorganisatie van HDSR is hiervoor verantwoordelijk.

Volgens de beslisboom voldoet een dijkvak (net als in de huidige rekenregels) bij een opbarstfactor groter dan de eis gesteld door het WBI (1,96 voor ICU). Indien de opbarstfactor lager is, zal deze een oordeel “FWNMO” of “Voldoet niet” kunnen krijgen aan de hand van de deklaagdikte. Bij een opbarstfactor kleiner dan 1, moet de deklaag minimaal 6m dik zijn om het oordeel “FWNMO” te krijgen. Bij een opbarstfactor tussen 1,0 en de veiligheidseis van 1,96 wordt deze grens geïnterpoleerd tussen een deklaagdikte van 6m en 3m (Figuur 16).



Figuur 15: Beslisboom piping opgesteld voor deeltraject voor ICU (conform SAS).

Voor die dijkvakken hypothese 1 een mogelijke risico op opbarsten behouden kunnen verder beoordeeld worden op basis van hypothese 2. Deze gaat in op de weerstand die in het voorland aanwezig is. In verband nog uit te voeren nader onderzoek is niet voldoende informatie beschikbaar om al in de NKO fase deze hypothese te testen.

Bijlage 4 – Gevoeligheidsanalyse POP

De gevoeligheidsanalyse op de Pre-Overburden Presssure (POP) is uitgevoerd op de geoptimaliseerde STBI sommen; DP106, DP113, DP156 (diep), DP172 (Diep), DP190 en DP196. De hoge en lage POP-waarden zijn opgesomd in de eerste tabel van Figuur A4.1. De gevoeligheid is bepaald ten opzichte van de alternatieve POP-waarden gebruikt in het NKO. Er zijn 4 scenario's verondersteld waarin steeds het aantal lagen waarin de POP-waarde verhoogd/verlaagd wordt, toeneemt (tabellen 2&3 in Figuur A4.1). Hiermee kan de gevoeligheid per laag benaderd worden. De toename vindt plaats van ondiep naar diep.

Voor de sommen gelden de uitgangspunten van het NKO, waarbij alleen de POP-waarde is veranderd. De resultaten zijn gevisualiseerd aan de hand van een Tornado Chart, een balkgrafiek met de oorsprong op de veiligheidsfactor voor "Pop-waarde gebruikt" en de dikte het verschil van de scenario's. De resultaten en eventuele opmerkingen zijn opgenomen in de volgende paragrafen.

Laag	Pop waarde laag	Pop waarde, gebruikt	Pop waarde hoog
Klei dijksmateriaal ongedraineerd	17	20	23
Klei zwaar ongedraineerd	17	20	23
Klei licht ongedraineerd	13	15	17
Veen ongedraineerd	7	10	13
Klei licht onder veen		8	

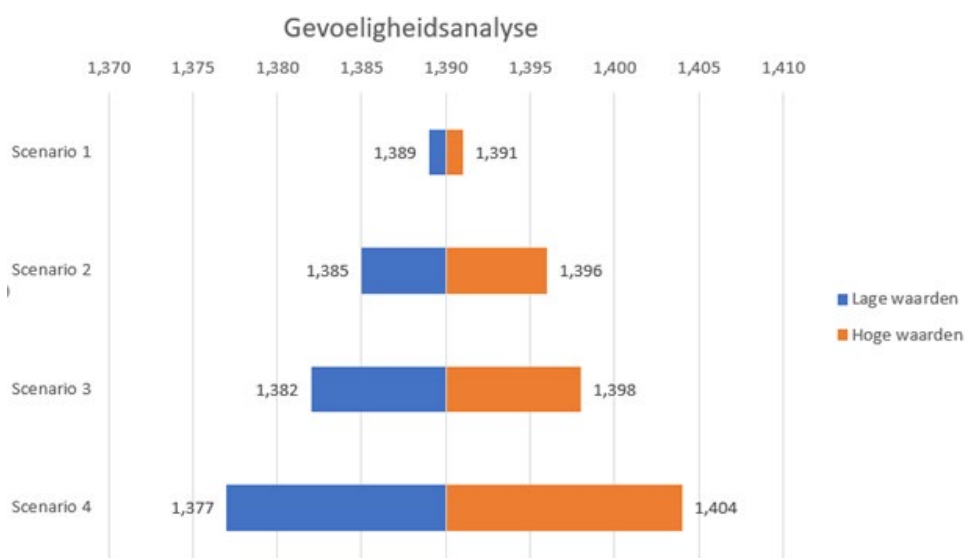
Lage waarden

Laag	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 4
Klei dijksmateriaal ongedraineerd	17	17	17	17
Klei zwaar ongedraineerd	20	17	17	17
Klei licht ongedraineerd	15	15	13	13
Veen ongedraineerd	10	10	10	7
Klei licht onder veen	8	8	8	8

Hoge waarden

Laag	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 4
Klei dijksmateriaal ongedraineerd	23	23	23	23
Klei zwaar ongedraineerd	20	23	23	23
Klei licht ongedraineerd	15	15	17	17
Veen ongedraineerd	10	10	10	13
Klei licht onder veen	8	8	8	8

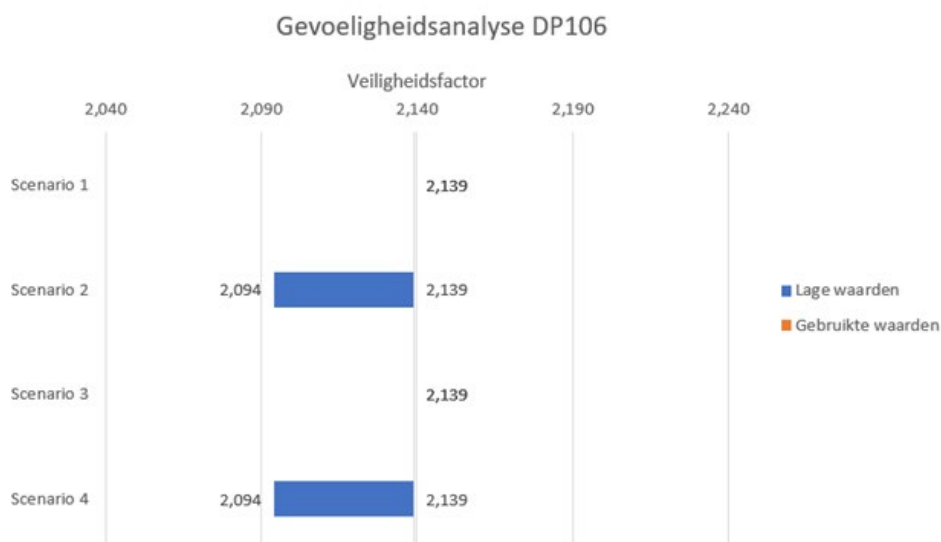
Figuur 16: POP-waarden gebruikt in de gevoeligheidsanalyse.



Een verlaging van alle POP-waarden (scenario 4) resulteert in 0.013 (0.9%) reductie in veiligheidsfactor. Scenario voldoet met 1.377 aan de eis van 1.37.

De grafiek is symmetrisch. Dit impliceert dat een eenzelfde verhoging en verlaging van de POP-waarden dezelfde verhoging of verlaging van de veiligheidsfactor veroorzaakt. Daarom is er voor de andere dwarsprofielen een analyse met alleen de lage waarden voldoende bevonden.

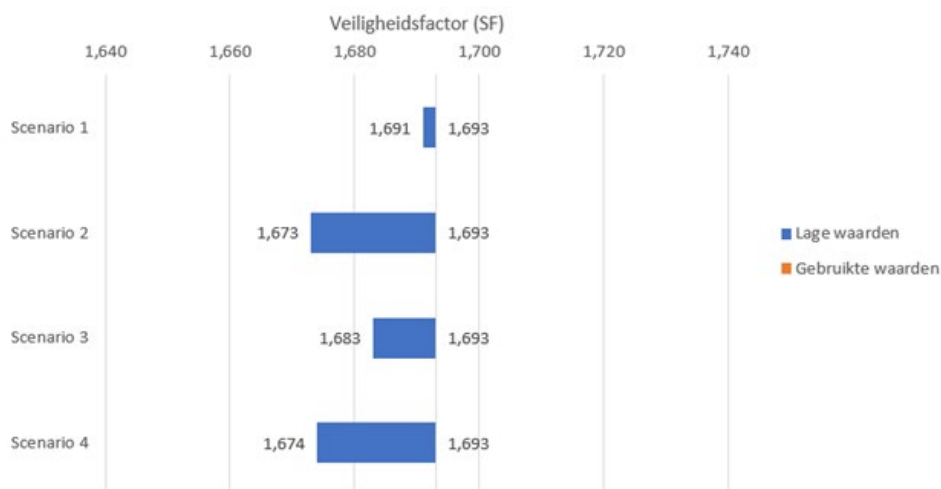
DP106



Klei, zwaar ongedraineerd is de enige SHANSEP laag waar het glijvlak door loopt. Scenario's 1&3 zijn niet uitgevoerd, omdat er geen Dijksmateriaal ongedraineerd en Klei licht ongedraineerd is geschematiseerd. De verlaging van de POP waarde resulteerde in een reductie van 0.045 (2,1%) in veiligheidsfactor.

DP113

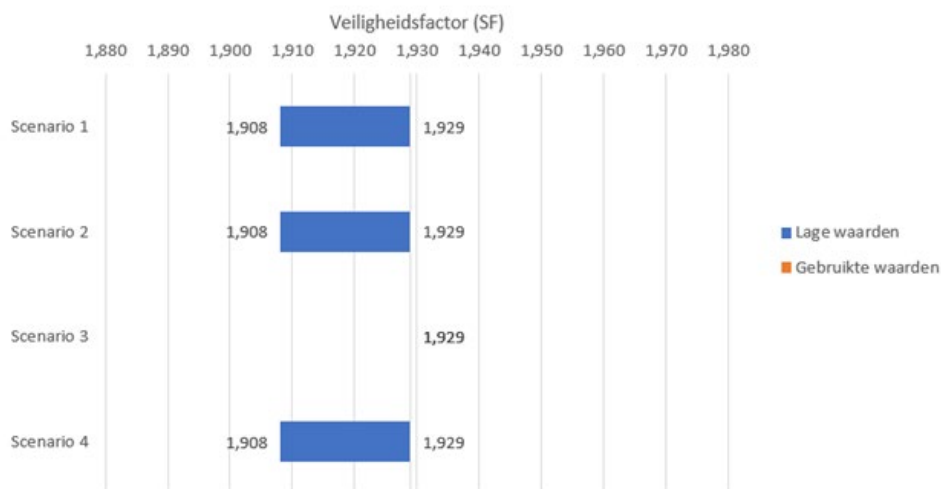
Gevoeligheidsanalyse DWP 113



In scenario 2 is het glijvlak met de laagste veiligheidsfactor bepaald. Deze heeft een verschil van 0.020 (1.2%) ten opzichte van de som met de waarden gebruikt in het NKO.

DP156 (diep)

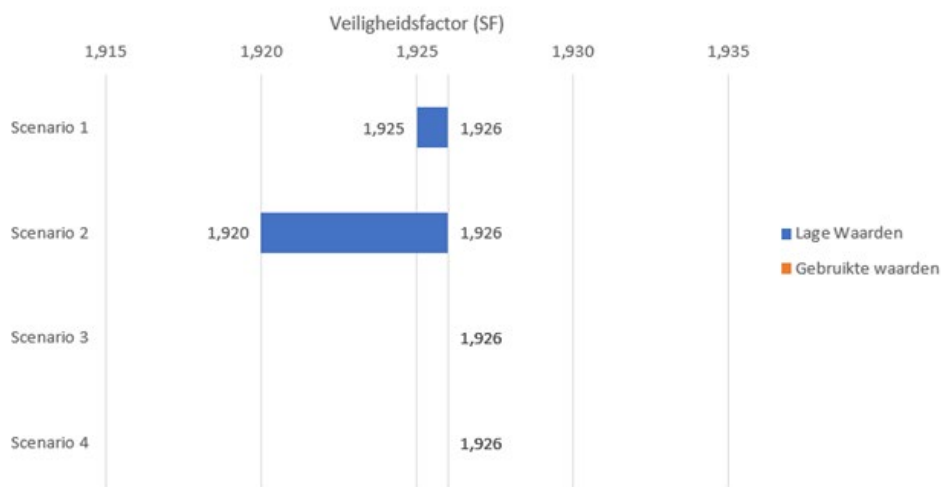
Gevoeligheidsanalyse DWP156



Dijkmateriaal ongedraineerd is de enige SHANSEP laag waar het glijvlak door loopt. Scenario 3 is niet beschouwd, omdat klei licht ongedraineerd niet is geschematiseerd. De verlaging van de POP-waarde resulteerde in een reductie van 0.021(1.1%) in veiligheidsfactor.

DP172(Diep)

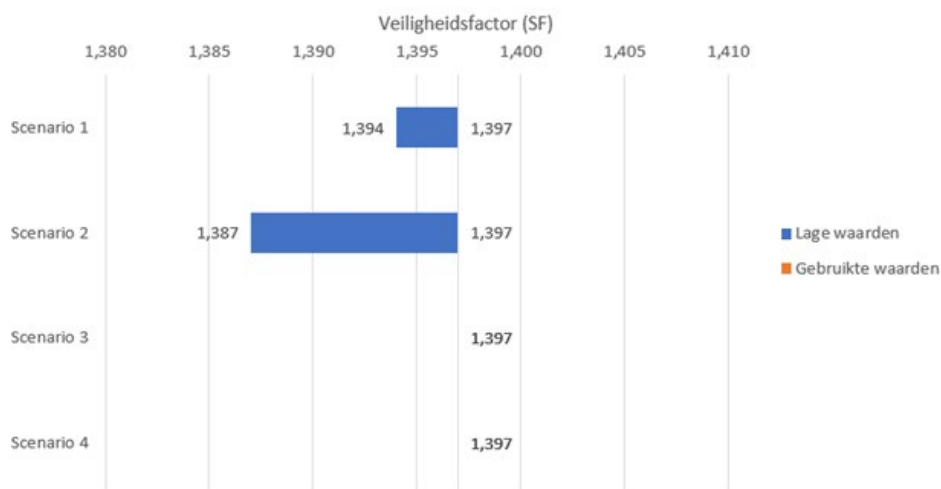
Gevoeligheidsanalyse DWP 172



Scenario's 3&4 zijn niet beschouwd, omdat veen ongedraineerd en Klei licht ongedraineerd niet voorkomen in de schematisatie. De reductie van de POP-waarden resulteert in een reductie van 0.006(0,3%) in veiligheidsfactor.

DP196 (diep)

Gevoeligheidsanalyse DWP 196



Scenario's 3&4 zijn niet beschouwd, omdat veen ongedraineerd en Klei licht ongedraineerd niet voorkomen in de schematisatie. De reductie van de POP-waarden resulteert in een reductie van 0.01(0,7%) in veiligheidsfactor.

Bijlage 5 – Faalkansanalyse STBU

In het hoofddocument Hoofdstuk 6.4 zijn de uitgangspunten voor macrostabiliteit buitenwaarts samengevat. In deze bijlage zijn de uitgangspunten uitgebreider uitgewerkt met ter verduidelijking een aantal figuren en inzichten.

Uitgevoerde optimalisaties

Een Faalkansanalyse wordt uitgevoerd voor locaties die na twee optimalisatieslagen niet voldoen aan de gestelde minimale geëiste stabiliteitsfactor van 1,29.

De optimalisatieslag 1 in het kort:

- Schematiseren van een toplaag (voorland, dijklichaam en achterland) met aanvullende sterkte eigenschappen: cohesie = 3 kPa, $\phi = 24$ [°]. Beide zijn rekenwaarden.
POP waarden verhogen naar Realistische POP (waarden zijn per materiaalsoort afgestemd met HDSR)

Optimalisatieslag 2 in het kort:

- Sterkte toekennen aan “Klei dijksmateriaal” en voor alle materialen in het dijklichaam die boven de aangenomen grondwaterstand liggen: cohesie = 5 kPa, $\phi = 24,8$ [°]. Beide zijn rekenwaarden.

Beide optimalisaties leiden tot extra sterkte. Daartegenover is de stijghoogte in de belastingsituatie “val na hoogwater” gecorrigeerd. Dit leidt tot iets minder sterkte. Netto leiden alle aanpassingen tot extra sterkte, dus een hogere Safety Factor.

Methodiek faalkansanalyse

In de faalkansanalyse voor het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) wordt gebruik gemaakt van een gebeurtenissenboom. Hierin staan:

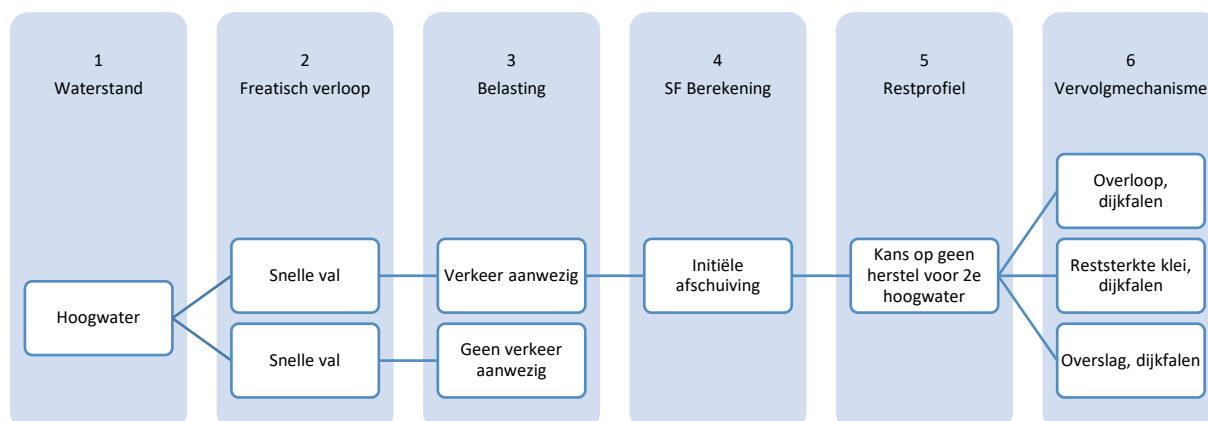
- alle achtereenvolgende gebeurtenissen die tot falen van de kering kunnen leiden. In deze faalkansanalyse zijn drie scenario's (reeks van achtereenvolgende gebeurtenissen) uitgewerkt.
Onder de gebeurtenissen kunnen kansen worden gehangen. Het product van deze kansen leidt tot een faalkans voor elk scenario.

In Figuur 11.3 zijn alléén de gebeurtenissen weergegeven, omdat in deze paragraaf het puur gaat om de methodiek. Voor het opstellen van een gebeurtenissenboom is gebruik gemaakt van twee andere analyses voor het indirecte mechanisme STBU, namelijk:

- 2019_04_03 Memo probabilistische analyse STBU
- WP 2.2.6 Notitie_SAS_Redeneerlijn-STBU_28-03-2022_D2.0

Beide rapportages zijn voorgesteld en beschikbaar gesteld door HDSR. Vanuit Fugro is voorgesteld om de gebeurtenissenbomen te combineren, wat tot een verbeterde of realistischere versie leidt.

Voor de faalkansanalyse voor macrostabiliteit buitenwaarts wordt de volgende gebeurtenissenboom gehanteerd:



Figuur 11.3: Gebeurtenissenboom macrostabiliteit buitenwaarts

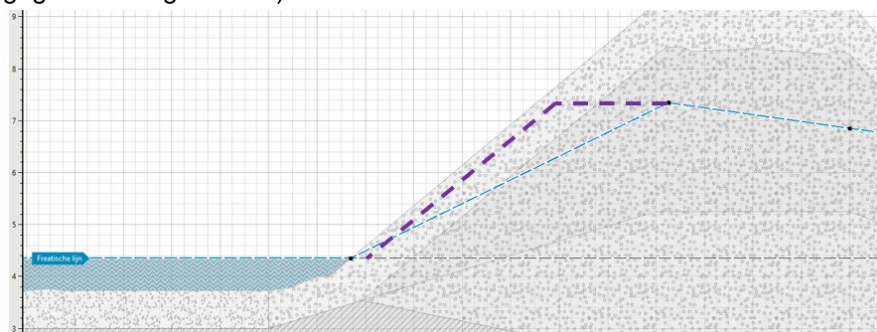
In deze faalkansanalyse wordt met de Uiterste Grenstoestand (UGT) gerekend. Volgens de SNvU [1] geldt hiervoor het in rekening brengen van een verkeersbelasting tijdens de situatie “val na hoogwater”. In Hoofdstuk 6.4 van de SNvU wordt ook de bruikbaarheidstoestand (BGT) aangehaald, maar dit is voor deze faalkansanalyse niet uitgewerkt.

Overigens zou dit tot een lagere faalkans kunnen leiden, maar er in eerste instantie wordt er van grof (eerst alleen UGT) naar fijn gerekend (het eventueel nuanceren van gebeurtenis 3). Dat betekent dat bij gebeurtenis 3 “Geen verkeer” ook 4, 5 en 6 kunnen optreden, maar dat is weggelaten uit het figuur omdat het geen onderdeel van de faalkansanalyse is.

Uitgangspunten & aannames

Waterstanden en freatisch verloop

De waterstanden zijn geleverd in een dataset. Dit is in hoofdstuk 7.3 uitgewerkt. Het freatische verloop voor de buitenwaartse stabiliteitsberekeningen binnen ICU is weergegeven in Figuur 11.4. Bij een ander deeltraject is het verloop horizontaal doorgetrokken naar het buitentalud en loopt parallel (enkele decimeters) aan de geometrie tot het gelijk komt met de buitenwaterstand (paarse stippellijn). Op 1 juni 2022 heeft afstemming met HDSR plaatsgevonden dat de huidige schematisering in het blauw (zoals is weergegeven in Figuur 11.4) volstaat.



Figuur 11.4: Faalkansenboom macrostabiliteit buitenwaarts

Belasting

In de SNvU [1] wordt voorgeschreven om in de UGT situatie met verkeersbelasting te rekenen bij een "val na hoogwater". De verkeerbelasting leidt tot een groter aandrijvend moment, waardoor de Safety Factor lager zal zijn dan bij een situatie zonder verkeersbelasting. De uitgangspunten zijn overgenomen in de TUN en zijn weergegeven in hoofdstuk 7.9.

Stabiliteitsberekening

Uit de stabiliteitsberekening volgt een Safety Factor. Dit is een semi-probabilistische uitdrukking en dient omgezet te worden in een faalkans en bijbehorende bèta. Dat kan met de volgende formules uit het Achtergrond van OI2014v4.

Faalkans per doorsnede

De faalkans per doorsnede wordt voor de gedetailleerde toets gevonden op basis van de berekende stabiliteitsfactoren per scenario. Op basis van de onderstaande correlatie worden de faalkansen teruggerekend vanuit de berekende evenwichtsfactor. Hierbij wordt uitgegaan van de navolgende relatie tussen faalkans en stabiliteitsfactor:

$$P_{f,i} = \Phi \left(-\frac{\left(\frac{F_{d,i}}{\gamma_d}\right) - 0,41}{0,15} \right) \quad \text{Vgl 5.2}$$

Waarin:

$P_{f,i}$ Faalkans voor scenario i [1/jaar].
 Φ Standaard (cumulatieve) normale verdeling [-].
 $F_{d,i}$ Berekende stabiliteitsfactor voor een scenario i , gebaseerd op de rekenwaarde voor de schuifsterkte (karakteristieke waarde gedeeld door de materiaalfactor) [-].
 γ_d Modelfactor [-].

Met een stabiliteitsanalyse volgens de semi-probabilistische werkwijze wordt een stabiliteitsfactor berekend. Om een berekende stabiliteitsfactor om te rekenen naar een faalkans of een faalkans naar een schadefactor worden de volgende relaties toegepast. De faalkans wordt als volgt berekend op basis van de stabiliteitsfactor:

$$\beta_i = (F_{d,i}/\gamma_d - 0,41)/0,15 \quad \text{en} \quad P_{f,i} = \Phi(-\beta_i) \quad (2.7)$$

De schadefactor wordt als volgt berekend uit de faalkansen:

$$\gamma_n = 0,15 * \beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad \text{en} \quad \beta_{eis,dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (2.8)$$

waarin:

γ_n Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-).
 $\beta_{eis,dsn}$ Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-).
 $P_{eis,dsn}$ Faalkansen per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar).
 β_i Betrouwbaarheidsindex voor de doorsnede per scenario (-).
 $F_{d,i}$ Berekende stabiliteitsfactor voor de doorsnede per scenario (-).
 γ_d Modelfactor (-).
 $P_{f,i}$ Faalkans voor de doorsnede per scenario (per jaar).

Een invulvoorbeeld:

	Safety	Schem. F	Model f.	Stabf.	Beta	Faalkans bij scenario	Terugkeertijd
	$F_{d,i}$ [-]	γ_b [-]	γ_d [-]	$F_{d,i}/d$ [-]	β_i [-]	$P_{f,i}$ [1/jaar]	T =
D-Stability	1,18		1,06	1,11	4,67	1,51E-06	661.374

De faalkans of terugkeertijd kan ingevoerd worden in gebeurtenis 4 van de gebeurtenissenboom.

Kans op geen herstel, voor 2^e hoogwater

De gebeurtenis "geen tijdig herstel voor een 2e hoogwater" weegt dominant in de totale faalkansbijdrage. Door terug uit te rekenen blijkt dat met een kans van 0,35 de situatie net voldoet. Deze kans rekenen we om naar een aantal dagen hersteltijd. Hiervoor gebruiken we 183 dagen van het storm- dan wel hoogwaterseizoen waarop de kans betrekking heeft. De maximale hersteltijd komt dan uit op $0,35 \times 183 = 64$ dagen. Dit komt overeen met orde 3 maanden.

Restprofiel

Na het optreden van het initieel glijvlak buitenwaarts zal er geen overstroming of falen van de kering plaatsvinden, omdat de buitenwaterstand (zeer) laag is. Er dient weer opnieuw een (zeer) hoogwater te ontstaan wil er dijkfalen optreden. Toch kunnen er bepaalde waterstanden en golfcondities gekeerd worden. Wel kunnen er vervolgmecanismen optreden die uiteindelijk wel tot falen van de kering leiden. Dit zijn mechanismen/ gebeurtenissen:

- Overloop: waterstand is hoger dan de hoogte van het restprofiel. Dit leidt direct tot dijkfalen.

- Erosie klei ² (reststerkte): onderliggende klei laag/ kern kan bepaalde vorm van erosie aan, alleen de tijdsduur en de mate van hydraulische belastingen is bepalend of het uiteindelijk tot dijkfalen leidt.
- Overslag: De combinatie van een hoge buitenwaterstand en golfcondities leiden tot een te hoog overslagdebiet wat tot dijkfalen leidt.

Het restprofiel heeft voor alle drie de scenario's dezelfde uitgangspunten:

- Minimale kruinbreedte van 3 meter (komt overeen met Technisch Rapport Actuele Sterkte, TRAS)
- Kernmateriaal bestaat uit klei (erosieklasse is onbekend)
- Talud van 1:2 → bij klei
- Startpunt raaklijn (van 1:2) start ergens langs het glijvlak
- Stagnant peil bij een stormduur van 12 uur

De Hydraulische belastingen van de vervolgmecanismen verschillen. Dit is in de volgende paragraaf toegelicht.

Vervolgmechanisme (overloop, reststerkte klei, overslag)

Bij overloop wordt puur gekeken welke waterstand hoger is dan het aanwezige restprofiel van een initiële afschuiving. Dit wordt voor verschillende herhalingstijden met het zichtjaar 2073 bepaald. Het gaat om waterstanden met de herhalingstijden T=10, 30, 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 (bij norm) en 30.000.

Bij reststerkte kleilaag wordt gekeken of de aanwezige laag (die bloot komt te liggen na de initiële afschuiving) voldoende erosie bestendig is om bresgroei te voorkomen. Hierbij wordt gekeken naar de Hydraulische randvoorwaarden die bij GEBU zijn bepaald. Golfcondities met bijbehorende waterstanden, waarbij wordt gefocust op het hogere gedeelte van het restprofiel.

De golfcondities zijn bij een waterstand van NAP + 7,5 kleiner dan 0,6 meter. Daarmee wordt aan de ET voldaan.

Bij overslag wordt gekeken naar de kans op overslag van verschillende debieten. Normaliter wordt er gekeken naar een overslagdebiet van 0,1 l/s/m. Het restprofiel zal niet lager komen dan de huidige binnenberm (bestaande uit kleibekleding en zandkern). Maar uitgaande van een restprofiel met een talud van 1:2 is de kerende hoogte NAP +7,5 meter. Deze benodigde hoogte wordt vervolgens vergeleken met het restprofiel na het optreden van de initiële afschuiving ten gevolge van STBU. Wanneer deze voldoende hoog is zal het vervolgmechanisme niet optreden.

² Hierbij wordt gekeken naar de reststerkte-analyse. GEBU is in feite al gefaald, maar de onderliggende kleilaag biedt voldoende sterkte om dijkfalen te voorkomen.