

Technische uitgangspuntennotitie

STERKE LEKDIJK

Culemborgseveer - Beatrixsluis



HOOGHEEMRAADSCHAP
DE STICHTSE
RIJNLANDEN

Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden

Poldermolen 2
3994 DD Houten

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

STERKE LEKDIJK

Titel	Technische uitgangspuntennotitie
Kenmerk	SLD-RHD-TM-CUB-RP-TM-0019
Versie	Definitief
Datum	22 november 2019
Projectnaam	Dijkversterking Culemborgse Veer – Beatrixsluizen
Projectnummer	BF5981

Opgesteld door:

G.J. van Boven

Datum

22-11-2019

Handtekening



Gecontroleerd door

J.A.W. Hockx / A. Wiggers

Datum

22-11-2019

Handtekening



Vrijgegeven door:

E. Arnold

Datum

22-11-2019

Handtekening



Inhoud

1 Projectomschrijving 1

1.1	Sterke Lekdijk	1
1.2	Deelproject Dijkversterking Culemborgse Veer – Beatrixsluizen	1
1.3	Status van deze nota	2
1.4	Generieke beschrijving ontwerpproces	2

2 Referentiedocumenten 4

2.1	Inleiding	4
2.2	Programma Sterke Lekdijk	4
2.3	Landelijk	4
2.4	Beheerorganisatie HDSR	5

3 Waterveiligheidsopgave 6

3.1	Veiligheidsopgave CUB	6
3.2	Veiligheidseisen	6
3.3	Overstromingskansnorm	7
3.4	Ontwerpinstrumentarium	7
3.5	Zichtjaar	7
3.6	Ontwerplevensduur	7
3.7	Faalkansbegroting	7

4 Huidige situatie 9

4.1	Inleiding	9
4.2	Dwarsprofielen dijk per dijkpaal (m.b.v. GIS o.b.v. AHN3)	9
4.3	Hoogte waterkering (continu beeld m.b.v. GIS o.b.v. AHN3)	10
4.4	Maaiveldhoogte achterland	10
4.5	Afmetingen watergangen/ leggerprofiel	11

5 Dijkvakindeling 13

5.1	Inleiding	13
5.2	Dijkvakindeling	14

6 Sterkte/ technische werkwijze per faalmechanisme 15

6.1	Hoogte i.c.m. golfoverslagdebiet	15
6.2	Piping	17
6.3	Macrostabieliteit binnenwaarts	28
6.4	Macrostabieliteit buitenwaarts	35

III

6.5	Bekleding	38
6.6	Microstabiliteit	42
6.7	Stabiliteit voorland	42
6.8	Niet waterkerende objecten	43
6.9	Kunstwerken en langsconstructies	44
6.10	Bijzondere waterkerende constructies	44

7 Belastingen 46

7.1	Soorten belastingen	46
7.2	Afvoerstatistiek	47
7.3	Klimaatscenario's en onzekerheidstoelagen	47
7.4	Hydraulische randvoorwaarden	47
7.5	Schematisering grondwater / geohydrologische randvoorwaarden	48
7.6	Toelaatbaar kritiek overslagdebiet (Hydra NL)	48
7.7	Waterstanden op de Lek	48
7.8	Golfhoogte en piekperiode	49
7.9	Golfoploop	49
7.10	Autonome kruin- en bodemdaling (incl. bijbehorende peilverlagingen)	50
7.11	Zetting en klink	50
7.12	Verkeersbelasting UGT	50
7.13	Verkeersbelasting BGT	51
7.14	Overige belastingen	51

8 Geotechnische uitgangspunten 53

8.1	Algemeen	53
8.2	Schematiseringsfactor	53
8.3	Onderscheiden grondsoorten	53
8.4	Dikte deklaag	53
8.5	Dikte watervoerend pakket	54
8.6	Watergangen	54
8.7	Geotechnische randvoorwaarden	55

9 Overige uitgangspunten 59

9.1	Maakbaarheid	59
9.2	Uitbreidbaarheid, aanpasbaarheid en vervangbaarheid	59

Bijlage A: Hydraulische randvoorwaarden 1

Bijlage B: Onderbouwing dijkvakindeling 1

1 Projectomschrijving

1.1 Sterke Lekdijk

De Lekdijk beschermt een groot deel van Midden-en West-Nederland tegen overstroming. Als de Lekdijk doorbreekt kan een groot deel van de Randstad overstroomd, tot Amsterdam aan toe. De dijk voldoet niet aan de veiligheidsnormen 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 is een te grote klus om ineens te doen. Daarom is dit werk verdeeld in 6 deelprojecten.



Figuur 1.1: Deelprojecten Sterke Lekdijk

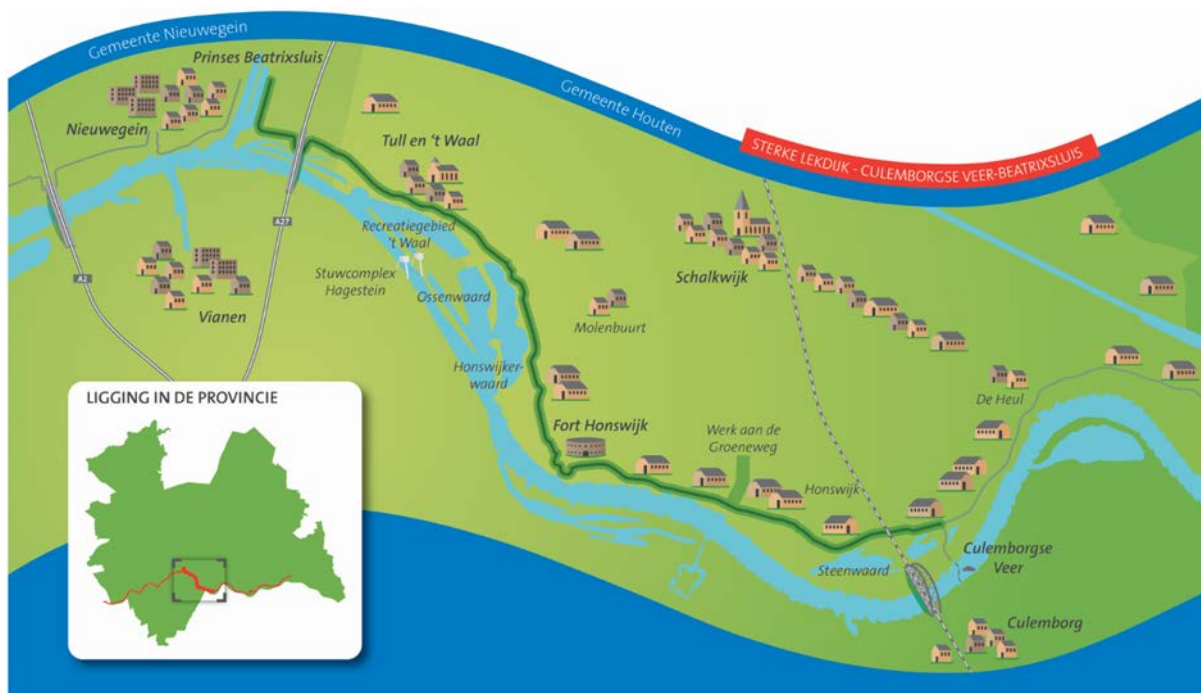
1.2 Deelproject Dijkversterking Culemborgse Veer – Beatrixsluizen

Het dijktraject van het project Culemborgse Veer – Beatrixsluis (afgekort als CUB) is 10,8 km lang. Van oost naar west loopt het traject langs de noordkant van de Lek van de veerweg van het Culemborgse veer (dijkpaal 306) tot aan de Beatrixsluis van het Lekkanaal (dijkpaal 204). Het traject doorkruist de gemeenten Houten en Nieuwegein, 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 Steenwaard tegenover Culemborg, de Honswijkerwaard met fort Honswijk en recreatiegebied 't Waal met de Honswijkerplas bij het stuwcomplex Hagestein. De Ossenwaard sluit het buitendijkse gebied ter hoogte van Nieuwegein af.

De doelstelling van het project Culemborgse Veer – Beatrixsluis is gelijk aan de door het bestuur van het waterschap vastgestelde doelstelling van het overkoepelde project Sterke Lekdijk:

“Een waterveilige, toekomstbestendige en beheerbare waterkering te realiseren, op basis van een zo breed mogelijk bestuurlijk en maatschappelijk gedragen projectplan, goed ingepast in de omgeving, met zo maximaal mogelijk maatschappelijke meerwaarde en een hoge mate van innovatie en duurzaamheid.”



Figuur 1.2: Ligging deelproject CUB

1.3 Status van deze nota

Alvorens te starten met het ontwerpproces, stelt het projectteam CUB een integrale nota van uitgangspunten [1] op. Hierin zijn op hoofdlijnen de ontwerputgangspunten en randvoorwaarden vastgelegd, zowel technisch als op het gebied van ruimtelijke kwaliteit en omgeving.

Deze notitie gaat uitsluitend in op de technische uitgangspunten. Nadat deze notitie is vastgesteld, zullen deze uitgangspunten worden toegepast bij het technische ontwerpwerk in de verkenningsfase. In de volgende projectfasen, zoals de planuitwerking en de realisatiefase, kan de nota op basis van nieuwe inzichten worden aangepast of aangevuld. Deze nota is opgesteld door het technisch team van CUB, met belangrijke bijdragen van het strategisch team van Sterke Lekdijk.

De praktijk leert dat ook tijdens een verkenningsfase randvoorwaarden en uitgangspunten aan verandering of aanvulling onderhevig kunnen zijn. Aanpassingen worden afgestemd met het team Sterke Lekdijk. Aan het eind van de verkenningsfase worden deze aanpassingen doorgevoerd in voorliggend document.

1.4 Generieke beschrijving ontwerpproces

CUB maakt deel uit van het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) en daarom wordt de MIRT-werkwijze conform de spelregels van het HWPB toegepast. Dit betekent dat de dijkversterking 5 verschillende fasen kent. Onderstaande opsomming geeft de 5 verschillende fasen met de daarbij behorende resultaten. De dikgedrukte fase is de huidige fase van het project waarvoor ook deze technische uitgangspuntennotitie is opgesteld.

- Initiatief
 - **Verkenning**
 - Planuitwerking
 - Realisatie
 - Beheer
- Plan van aanpak
 - **Keuze voorkeursalternatief**
 - Vaststellen projectplan
 - Oplevering en overdracht dijk
 - Beheer en onderhoud van de dijk

De verkenningfase kent 3 stappen:

- Stap 1: Inventariseren van uitgangspunten en bouwstenen;
- Stap 2: Inventariseren van mogelijke oplossingen en selectie kansrijke oplossingen;
- Stap 3: Van kansrijke oplossingen naar een Conceptnota Voorkeursalternatief;

2 Referentiedocumenten

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 achter in deze rapportage.

2.2 Programma Sterke Lekdijk

Binnen het Programma Sterke Lekdijk is een Strategische Nota van Uitgangspunten Sterke Lekdijk [2] opgesteld. In deze Strategische Nota van Uitgangspunten staan de technische uitgangspunten generiek beschreven. Hiermee wordt de uniformiteit gewaarborgd tussen de verschillende deeltrajecten. Voor de start van de verkenningfase is voor CUB een plan van aanpak [3] opgesteld. Hierin zijn specifiek de werkzaamheden voor de verkenningfase van CUB beschreven.

2.3 Landelijk

Het ontwerpinstrumentarium [4] 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 ook gebruik worden gemaakt van het Kennisplatform Risicobenadering (KPR) factsheets. In Tabel 2-1 is een overzicht gegeven van de beschikbare factsheets op basis van de bundeling hiervan uit maart 2019.

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
	Relevant glijvlak
	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

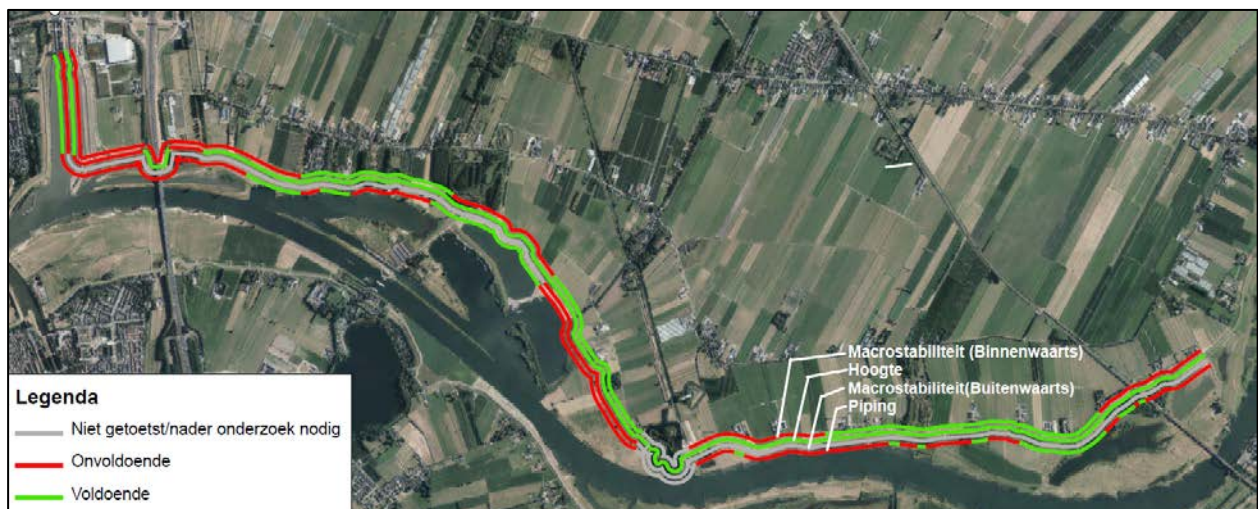
Vanuit de beheersorganisatie HDSR zijn eisen of regels gesteld aan het dijkontwerp. Onderstaand overzicht geeft de documenten weer die zijn overlegd vanuit de beheerorganisatie:

- Basisspecificatie Primaire waterkeringen (BSPWK) [5];
- Beheer en Onderhoudsdocumenten (nog te ontvangen).

3 Waterveiligheidsopgave

3.1 Veiligheidsopgave CUB

In het voorjaar van 2019 is HDSR met de verkenningsfase van het dijkversterkingsproject CUB gestart. De afgelopen jaren zijn er vier veiligheidsstudies uitgevoerd die de waterveiligheid van het dijktraject in kaart hebben gebracht. In het rapport Bundeling Veiligheidsopgave [6] zijn deze studies nader geanalyseerd. In dit rapport is op basis van de reeds uitgevoerde veiligheidsstudies onderzocht of er een beeld gevormd kon worden van de totale veiligheidsopgave voor CUB. Deze analyse vormt het startpunt voor de scope van de verkenningsfase. Figuur 3.1 geeft de geassembleerde veiligheidsopgave uit [6].



Figuur 3.1: Veiligheidsopgave per faalmechanisme op basis van de bundeling veiligheidsopgave

In [6] is voor de faalmechanismen hoogte, macrostabiliteit en piping het volgende geconcludeerd:

- 1 Uit de berekeningsresultaten van de verkennende gevoeligheidsanalyse kan worden geconcludeerd dat geen eenduidig beeld kan worden vastgesteld met betrekking tot de gehanteerde grondsterkte in de oorspronkelijke berekeningen. De gehanteerde sterkteparameters lijken enerzijds te positief en anderzijds te conservatief. Dit heeft zijn weerslag op de stabiliteit van de veiligheidsopgave. Deze is op basis van de uitgevoerde gevoeligheidsanalyse niet eenduidig vast te stellen.
- 2 De buitenwaartse macrostabiliteit is slechts op een beperkt gedeelte van het traject van CUB beoordeeld. Dit geldt voor de Voorhavendijk bij de Beatrixsluis en het dijkvak Honswijkerwaard (dp 246 – dp 259). Beide dijkvakken voldoen niet voor de situatie val na hoogwater.
- 3 Vooralnog wordt geconcludeerd dat voor een groot gedeelte van CUB de waterkering niet voldoet aan de gestelde eisen voor het faalmechanisme piping. Gezien de conservatieve uitgangspunten en de extreme variaties tussen aangrenzende dijkvakken kan dit nog wijzigen tijdens de verkenningsfase.

Samenvattend kan worden gesteld dat de gehele dijk binnen CUB op 1 of meerdere faal-mechanismen niet voldoet.

3.2 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. Op dit moment is het niet logisch om aan te nemen dat er nog inspecties op de dijk kunnen worden uitgevoerd of dat het gehele ontwerpprofiel nog aanwezig is. De UGT van de waterkerende functie van de dijk wordt gedefinieerd door de norm en de daaruit afgeleide eisen voor de diverse faalmechanismen. Bij vaker voorkomende belastingsituaties dient het dijkprofiel wel intact te zijn ten behoeve van de overige functies die de dijk dient te vervullen. Deze functies bepalen de bruikbaarheidsgrenstoestand. Afhankelijk van het soort functie geldt een kans waarbij het gebruik mogelijk moet zijn, en gelden eisen aan het profiel. De eisen per gebruikstoestand staan beschreven in het hoofdstuk 6 (technische werkwijze per faalmechanisme).

3.3 Overstromingskansnorm

CUB maakt onderdeel 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.

3.4 Ontwerpinstrumentarium

Zoals ook genoemd in paragraaf 2.3 maken we gebruik 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 wordt tegenwoordig overgenomen door het Adviesteam Dijkontwerp (ADO). Daarnaast worden nieuwe ontwikkelingen ook door de Programmadirectie Hoogwaterbescherming of het WBI ontsloten.

Om te voorkomen dat de veiligheidsopgave als resultaat daarvan wijzigt tijdens de verkenning (risico RIS-0002) stellen we in de Nota van Uitgangspunten (stap 1) de parameters, hydraulische randvoorwaarden en schematiserings- en rekentechnieken vast. Tussen stap 2 en 3 (toewerkend naar de Nota kansrijke oplossingen en alternatieven) voeren we een consequentieanalyse uit, naar aanleiding van eventueel gewijzigde schematiserings- en rekentechnieken etc. Zo nodig wordt op basis daarvan een advies geformuleerd aan het strategisch team welke maatregelen of vervolgstappen nodig zijn.

3.5 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 (realisatie van de dijkversterking).

3.6 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.

3.7 Faalkansbegroting

Voor het ontwerp wordt uitgegaan van de standaard faalkansbegroting conform het OI2014v4 [4] 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 OI2014v4 [4]

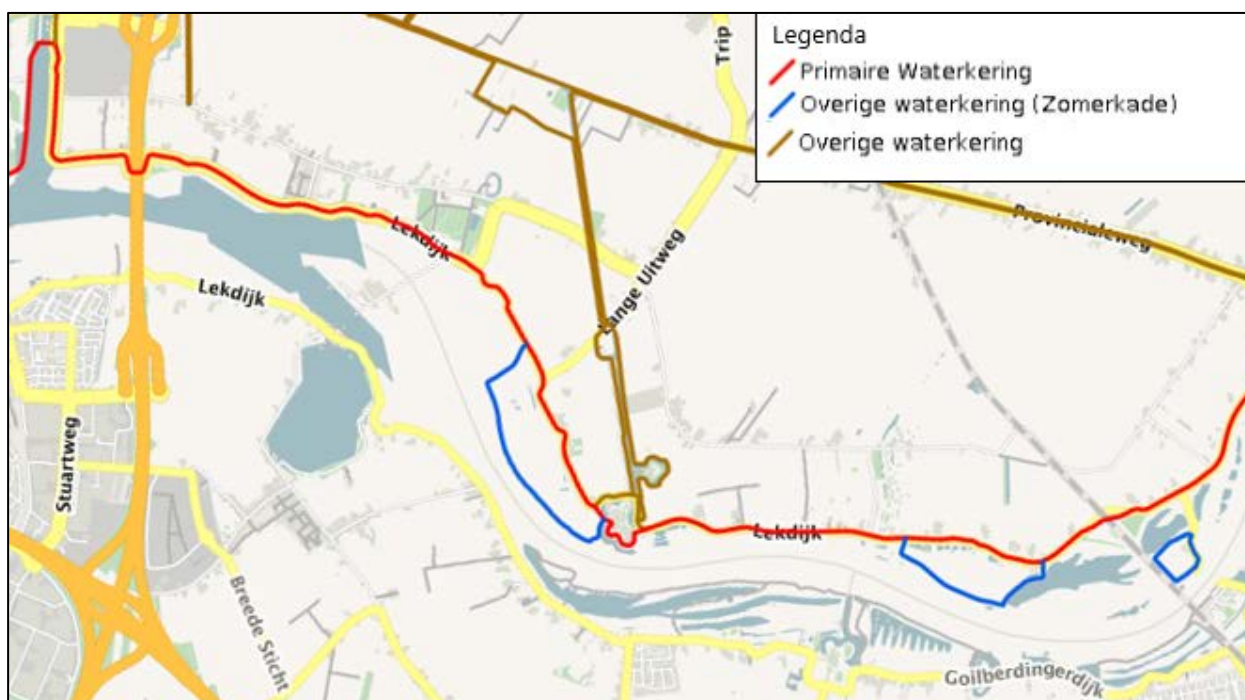
Toetsspoor	Faalmecanisme	Kansbijdrage
Hoogte	Hoogte	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabieliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
	Duinafslag	0,00
Overige toetssporen		0,30
Totaal		1,00

Het OI2014 v4 [4] geeft ruimte om de standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de ontwerpogave 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 CUB, dijktraject 44-1).

4 Huidige situatie

4.1 Inleiding

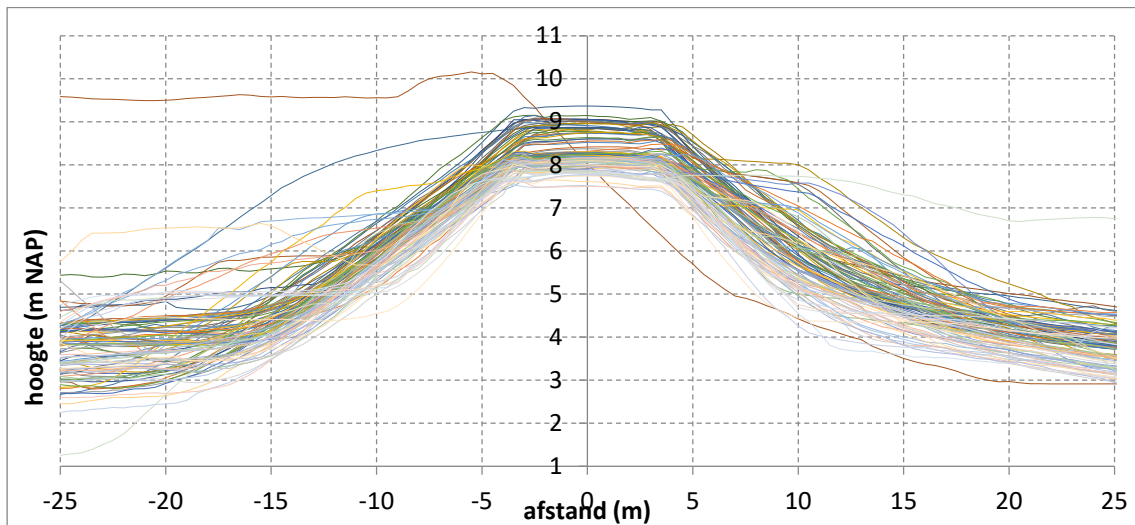
In Figuur 4.1 is een overzicht gegeven van de diverse type waterkeringen in het projectgebied. In het dijkversterkingsproject CUB wordt de primaire waterkering versterkt (rood gemarkeerd). In dit hoofdstuk is beschreven hoe de geometrie van de waterkering op basis van dwarsprofielen, de hoogte van de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



Figuur 4.1: Overzicht van de diverse type waterkeringen in het projectgebied

4.2 Dwarsprofielen dijk per dijkpaal (m.b.v. GIS o.b.v. AHN3)

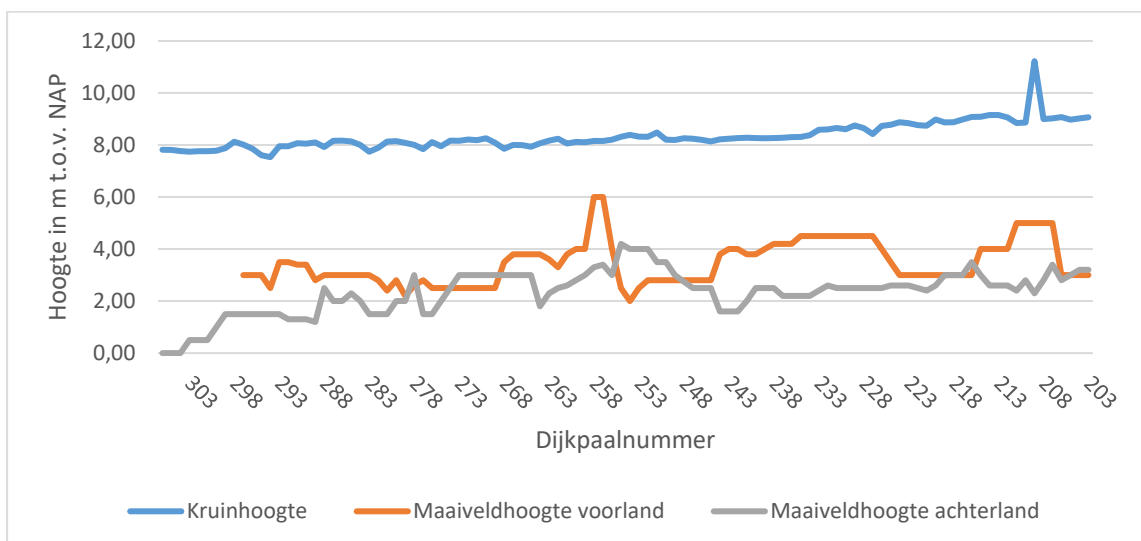
Met behulp van een script is (in GIS) haaks op de as van de waterkering per dijkpaal een dwarsprofiel van de waterkering gegenereerd op basis van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN3). Dit is gedaan vanaf dijkpaal 202 tot aan 306. In Figuur 4.2 is het resultaat weergegeven (links de buitenwaartse zijde en rechts binnenwaartse zijde). Het gehele dijktraject heeft een vergelijkbaar dwarsprofiel met een berm aan beide zijden van de dijk. Alleen voor de recent aangelegde Voorhavendijk (dijkpaal 298 tot aan 306), de kruising met de rijksweg A27 en de kruising met de spoorlijn geldt een ander profiel.



Figuur 4.2: Dwarsprofielen dijk per dijkpaal op basis van AHN3

4.3 Hoogte waterkering (continu beeld m.b.v. GIS o.b.v. AHN3)

In Figuur 4.3 is de kruinhoogte en het maaiveldniveau van het voor- en achterland bepaald op basis van AHN3. Het maaiveldniveau van het voor- en achterland is beschouwd langs de buiten- en binnenteen van de dijk.



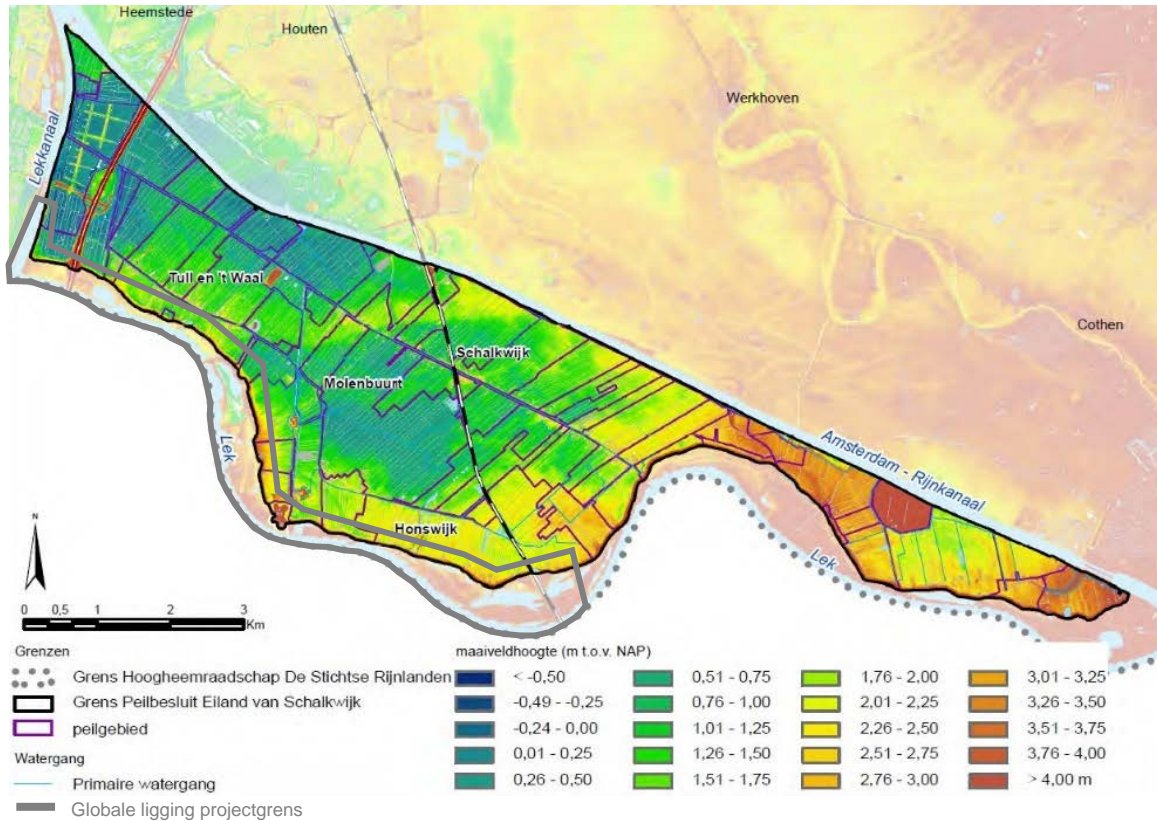
Figuur 4.3: Kruinhoogte, hoogte maaiveld voorland en achterland van de primaire waterkering per dijkpaal¹

4.4 Maaiveldhoogte achterland

Het achterland (het Eiland van Schalkwijk) is gevormd door rivieren. De Kromme Rijn heeft door verlegging van haar loop stroomruggen en kommen gevormd. De hoogte van de stroomruggen varieert tussen NAP +2 tot 4 m. De kommen zijn de lager gelegen delen in het landschap. Hier varieert het

¹ Afbeelding geeft een globaal beeld van de hoogtes op dijkpaalniveau. Lokale variaties kunnen voorkomen en worden bij het opstellen van de geometrie voor de specifieke berekeningen meegenomen.

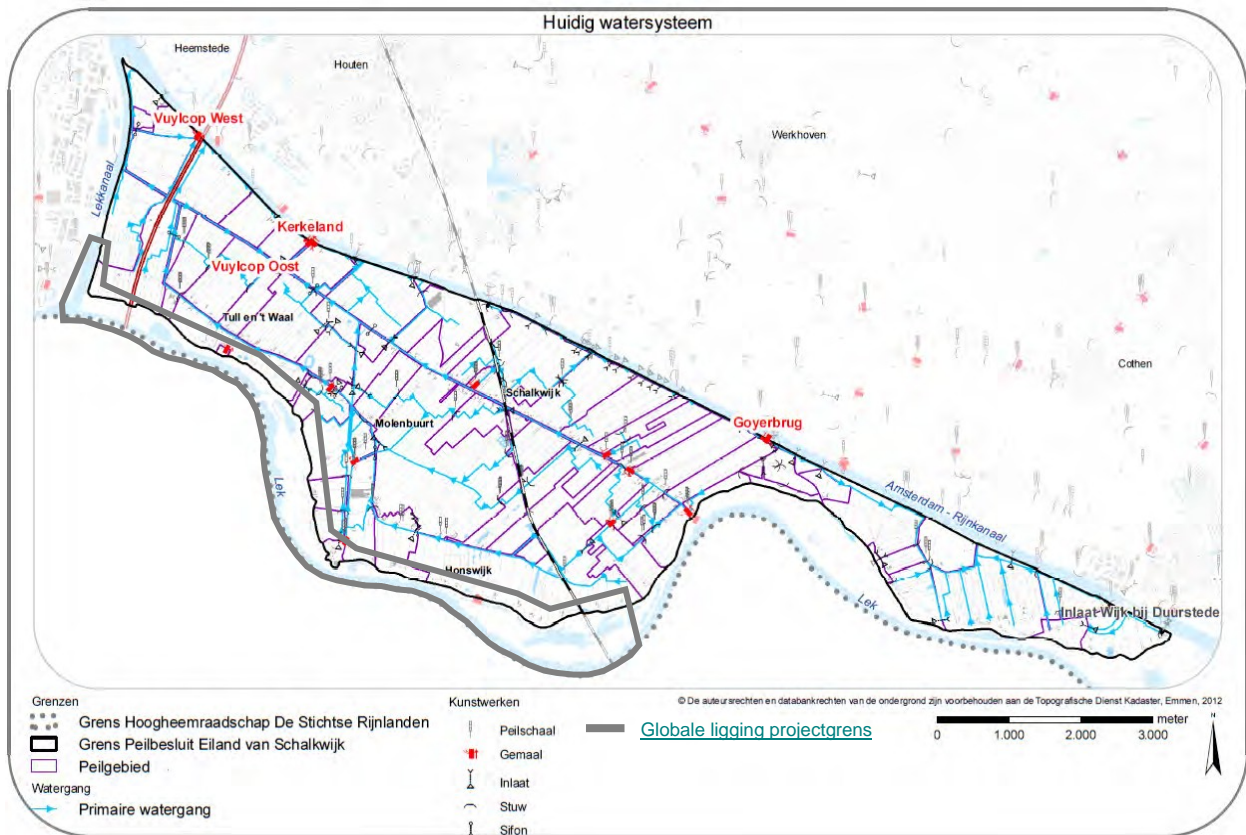
maaiveld tussen NAP -1 tot +2 m. De ligging van het maaiveld direct achter de primaire waterkering is weergegeven in Figuur 4.3 [7].



Figuur 4.4: Maaiveldhoogte Eiland van Schalkwijk [7]

4.5 Afmetingen watergangen/ leggerprofiel

Het watersysteem op het Eiland van Schalkwijk is weergegeven in Figuur 4.5. De Schalkwijksewetering en het Inundatiekanaal functioneren als een boezem midden in het gebied. Het waterpeil in de boezem is hoger dan de omliggende polders. Op enkele plekken wordt de Schalkwijksewetering doorkruist door sifons. In- en uitlaat van water vindt, met uitzondering van het gemaal van Rijkswaterstaat bij het Lekkanaal, plaats vanuit het Amsterdam-Rijnkanaal (ARK). De verbinding met de Lek, die er in het verleden was bij Fort Honswijk, functioneert niet meer. Aanvoer van water vanuit het ARK kan (van oost naar west) met de inlaat vanuit de Nederrijn op de punt van het eiland bij Wijk bij Duurstede of via het gemaal Goyerbrug en gemaal Kerkeland. De hoofd afvoerroute is via de Kanaalsloot, de Schalkwijksewetering en de Kerklandwetering. Afvoer naar het Amsterdam-Rijnkanaal gaat via stuwen onder vrij verval, behalve bij gemaal Vuylcop-West en Vuylcop-Oost [7].



Figuur 4.5: Huidige waterhuiskundige situatie Eiland van Schalkwijk [7]

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

- Primair oppervlaktewater
- Secundair oppervlaktewater
- Tertiair oppervlaktewater

5 Dijkvakindeling

5.1 Inleiding

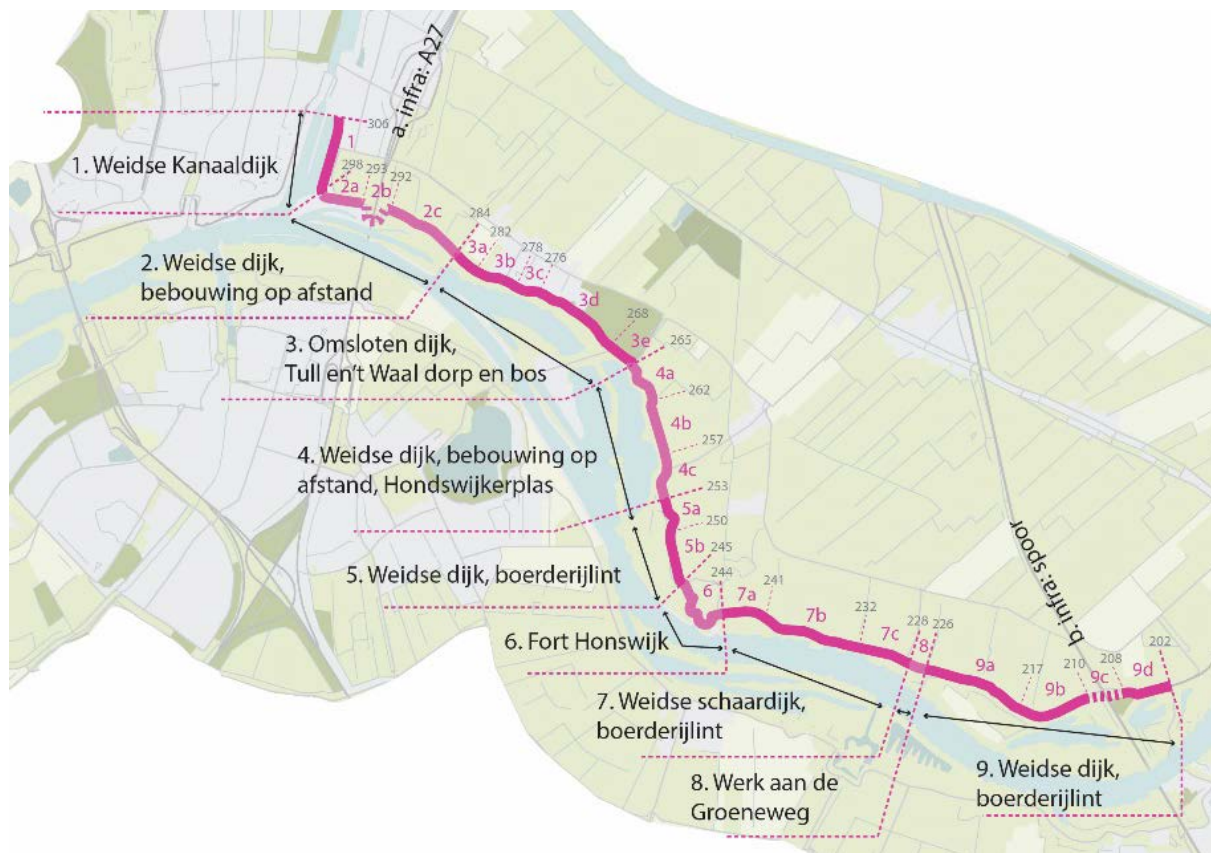
De keuzes voor de dijkvakindeling hebben een belangrijke invloed op de betrouwbaarheid van de berekeningen en bevordert een efficiënt en werkbaar ontwerpproces. Bij het vaststellen van een dijkvakindeling is, met inachtneming van het detailniveau van de verkenningsfase, gekeken naar de volgende bepalende kenmerken:

- Geometrie van de waterkering
 - Verandering in breedte- en hoogteligging voorland
 - Verandering in maaiveldhoogte achterland
 - Verandering in hoogte waterkering
 - Verandering in breedte waterkering
 - 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
- Aanwezigheid bebouwing

De afleiding van de kenmerkende geometrie is gebaseerd op de werkwijze zoals beschreven in paragraaf 6.2. Voor de bodemopbouw is gebruik gemaakt van de door Inpijn-Blokpoel en Wiertsema & Partners opgestelde geotechnische lengteprofielen [8] en het door Wiertsema & Partners uitgevoerde grondonderzoek van de voorhavendijk [9]. Voor een inventarisatie van de specifieke kenmerken per dijkvak wordt verwezen naar Bijlage B:.

5.2 Dijkvakindeling

Bij het vaststellen van de indeling voor dijkversterkingstraject CUB is gekozen om onderscheid te maken tussen hoofdvakken en sub-vakken. De hoofdvakken worden aangeduid als deeltrajecten en de sub-vakken worden aangeduid als dijkvakken. De dijk is vanuit omgeving en landschappelijk oogpunt opgeknipt in 9 trajecten (deeltraject 1 t/m 9). Vervolgens is op basis van de technische uitgangspunten (zie paragraaf 5.1) een nadere onderverdeling gemaakt. De dijkvakken zijn bijvoorbeeld ingepast op basis van de dominante faalmechanisme piping (bodempopbouw, polderpeil, zandtussenlaag) en macrostabiliteit (bodempopbouw, geometrie, voorland) en infrastructuur (Rijksweg A27 en de spoorlijn). De nadere indeling is aangeduid door middel van letters (volgens het abc-principe).



Figuur 5.1: Deeltraject en dijkvakindeling voor CUB

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 [4].

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

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 het faalmechanisme hoogte 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 [4]. Tabel 6-1 geeft een overzicht van de gehanteerde uitgangspunten en resultaten bij het bepalen van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme hoogte. 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 [2]). 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.

Gedurende het ontwerpproces in de verkenningsfase wordt uitgegaan van een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m voor de uiterste grenstoestand. Lokaal kan hiervan worden afgeweken wanneer onderstaande punten in acht worden gehouden:

- Een groter overslagdebiet van 10 l/s/m (en dus een kleinere ontwerpogave) kan lokaal worden toegepast waar inpassing van het ontwerp een probleem vormt. In dat geval is beweiding lokaal niet toegestaan en worden extra eisen gesteld aan niet-waterkerende objecten en overgangen op de kruin.
- Een kleiner overslagdebiet van 1 l/s/m (of eventueel 0,1 l/s/m) (en dus een grotere ontwerpogave) kan worden toegestaan, wanneer de dijk hier reeds aan voldoet (omdat deze hoog genoeg is, zelfs na het optreden van bodemdaling tijdens de levensduur).
- Een kleiner overslagdebiet van 1 l/s/m (en dus een grotere ontwerpogave) kan worden toegepast op dijkstrekkingen waar veel niet-waterkerende objecten en overgangen (bij een andere bekledingen kunstwerken) op het talud voorkomen. Te denken valt hierbij een bebouwde kom of een strekking met zeer veel afritten (overgangen van bekleding).

Op basis van bovenstaande punten is een differentiatie in het toelaatbaar overslagdebiet mogelijk (een andere eis per gedeelte van de dijk). Differentiatie is vanuit de beheerbaarheid ongewenst en zal alleen plaatsvinden over grotere delen van de dijk (enkele kilometers).

De keuze voor het overslagdebiet zal middels een gevoeligheidsanalyse nader worden uitgewerkt. Daarbij wordt onderscheidt gemaakt tussen een debiet van 10 l/s/m, 5 l/s/m, 1 l/s/m en 0,1 l/s/m.

Vervolgens wordt per debiet uitgewerkt wat het effect is op:

- 1 Ruimtebeslag van het ontwerp, daarbij wordt ook gekeken of een BGT (bruikbaarheidsgrenstoestand)-scenario niet bepalend wordt.
- 2 Benodigd grondverzet
- 3 Keuze voor oplossingsrichtingen. Leidt een andere eis tot een andere oplossing
- 4 Beheer en onderhoud van de bekleding op de kruin en het binnentalud
- 5 Eisen aan medegebruik en aan niet-waterkerende objecten
- 6 Extra waterbezwaar in het watersysteem

Bovenstaande punten kunnen effect hebben op het te hanteren overslagdebiet.

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 [4] 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

Voor het zichtjaar 2073 wordt een toeslag toegepast volgens conform de strategische nota van uitgangspunten [2] en paragraaf 7.11. Door de bodemdaling als toeslag op de kruinhoogte te nemen voldoet de dijk aan het einde van de levensduur aan de minimaal benodigde kruinhoogte.

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 grondparameters nodig:

- **Volumiek gewicht slappe lagenpakket**

Het volumiek gewicht wordt per grondsoort bepaald voor het deelgebied CUB.

- **Doorlatendheid**

De doorlatendheid en de dikte van het zandpakket zijn bepaald in de Detailtoetsing A-Keringen van de Nederrijn en de Lekdijk [10]. Deze parameters worden lokaal aangescherpt op basis van:

- Standaardwaarden uit het WBI SOS.
- Aanvullend is grondonderzoek uitgevoerd middels HPT-sonderingen [8] en Constant Head proeven. Op basis van dit onderzoek wordt een veilige ontwerpwaarde afgeleid. Met deze ontwerpwaarde wordt de proevenverzameling nader aangescherpt.
- Analyse van de aanvullende peilbuismetingen waarin de dempingsfactor wordt afgeleid.
- In een parallel spoor binnen dit project vindt ook nog geotechnisch onderzoek met behulp van de HPT-(A)MPT plaats. Uit dit onderzoek volgt ook een doorlatendheid. In een latere projectfase zal op basis van dit onderzoek de waarde van de doorlatendheid mogelijk worden aangescherpt.

- **D70 waarde**

Voor de D70 waarde wordt uitgegaan van de standaardwaarden uit het WBI-SOS aangepast met de resultaten van de zeefanalyse uit het grondonderzoek [8] [9]. De D70 is uitgewerkt als onderdeel van de proevenverzameling voor CUB. De uitwerking is te vinden in [11].

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 [4].

Vergelijking 6.2

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

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.

Vergelijking 6.3

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

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 [4] 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 2% (zie paragraaf 3.7). Voor het faalmechanisme piping volgt dan een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/4.091.167 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

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. 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 niet aannemelijk is dat opbarsten of heave geen rol spelen moet ook op piping van de watervoerende zandlaag (of zandlagen) worden gecontroleerd.

6.2.1 Deelfactoren piping

Conform het OI2014v4 [4] worden er veiligheidsfactoren in de piping berekening toegepast. Deze worden per deel-faalmechanisme bepaald met onderstaande formules:

Vergelijking 6.4

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

Vergelijking 6.5

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

Vergelijking 6.6

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

Waarin:

γ_{up}	Veiligheidsfactor voor het deel-faalmechanisme opbarsten
γ_{he}	Veiligheidsfactor voor het deel-faalmechanisme 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:

Vergelijking 6.7

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

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 [4] en in Tabel 6-3 weergegeven.

6.2.3 Schematiseringsfactor

Het afleiden van de schematiseringfactor voor de ontwerpogave wordt uitgevoerd voor alle beschouwde doorsnedes op basis van de methode opgenomen in de 'bèta-afhankelijke veiligheidsfactoren –sheet: rekenblokje_schematiseringsfactoren_piping_2017' van de Helpdesk Water. Een schematiseringsfactor kan alleen bepaald worden als de berekende veiligheidsfactor groter is dan de vereiste veiligheidsfactor.

Werkwijze vaststellen scenario's

- Voor het vaststellen van de scenario's wordt de geschematiseerde bodemopbouw binnen een dijkvak allereerst vergeleken met de SOS-Scenario's. Indien volgens het SOS een alternatieve bodemopbouw kan voorkomen en deze niet uit te sluiten is op basis van het beschikbare veldonderzoek wordt dit scenario meegenomen in de schematiseringsfactor.
- Indien de vastgestelde KD-waarden lager uitvallen dan de waarden in het SOS wordt een scenario uitgewerkt waarbij de KD-waarden conform het SOS worden aangehouden
- Daarnaast worden scenario's opgesteld om rekening te houden met:
 - Onzekerheid in de bodemschematisatie met een dunnere deklaag
 - Onzekerheid in de d70
 - Onzekerheid in de aanwezige kwelweglengte

6.2.4 Veiligheidsfactoren

Voor de deel-faalmechanismen zijn de minimaal vereiste veiligheidsfactoren berekend met onderstaande formule. Voor de onderstaande uitwerking is uitgegaan van een schematiseringsfactor van 1.1. Deze wordt in een later stadium tijdens de verkenningsfase volgens bovenstaande werkwijzer nader uitgewerkt.

Vergelijking 6.8

$$F_{min} = \gamma_n \cdot \gamma_b$$

Waarin:

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

Tabel 6-3: Factoren per deel-faalmechanisme

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

6.2.5 Schematisatie pipingberekening

In deze paragraaf is de schematisatie van de geometrie per deel-faalmechanisme weergegeven.

Per dijkpaal wordt een piping berekening 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 lengteproef en sonderingen ter plaatse van het voorland, kruin en achterland. Doorlopende zandlagen worden wel gecontroleerd op piping.

Op basis van bovenstaande kenmerken wordt per dijkpaal de benodigde informatie geïnventariseerd door het selecteren van de nabijgelegen grondonderzoekspunten en gebruik te maken van het verfijnde 25*25 m GeoToP model voor Sterke Lekdijk voor de Holocene afzetting. Op basis hiervan wordt een schematisatie gemaakt van de ondergrond. In elke sondering worden de relevante geohydrologische grondopbouw bepaald inclusief voor de deklagen het volumieke gewicht per laag.

De dwarsprofielen per dijkpaal worden opgebouwd met behulp van het AHN3. 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 worden bijvoorbeeld ingemeten. Voor het opstellen van het dwarsprofiel zijn onderstaande kenmerken relevant.

- Maaiveldhoogte van het voor- en achterland;
- Aanwezigheid teensloot;
- Aanwezigheid berm;
- Lengte van het voorland.

Indien lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld.

De kwelweglengte speelt bij een beoordeling op het faalmechanisme 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 [12]. 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.

Intredepunt

De plaats van het intredepunt ligt bij schaaldijken bij de buitenteen (snijpunt van het buitentalud van de dijk met de gemiddelde rivierwaterstand, met behulp van de analyse van de aanvullende peilbuismetingen wordt indien mogelijk de ligging van het intredepunt nadere geoptimaliseerd). Wanneer in het voorland een deklaag aanwezig is, mag een deel van het voorland meegerekend worden bij het bepalen van de kwelweg. Bepalend hiervoor zijn, naast de dikte van de deklaag, de aanwezigheid en diepte van sloten, aangelegde laagtes en met zand, puin of met ander doorlatend materiaal opgevulde afgravingen.

Kleiafdekking in het voorland moet een minimale dikte hebben van 1 meter in een niet verstoorde zone (WBI). De maximale lengte (haaks op de dijk) van de kleiafdekking in het voorland die meegerekend mag worden bedraagt de helft van de totale kwelweglengte (WBI). Voor de veiligheids-en ontwerpogave is gekozen om de afstand die wordt meegenomen als voorland volgens de volgende uitgangspunten (conform het ORZW [12]):

- 10 m als de afdeklaag (binnen die afstand) overal 0,5 –1 m dik is;
- 30 m als de afdeklaag overal 1 –2m dik is en het voorland meer dan 50 m breed is;
- 90 % van de breedte van het voorland als de dikte van de afdeklaag meer dan 2 m is.

Uitgangspunt is dat de deklaag in het voorland wordt meegenomen op basis van aanwezig grondonderzoek en de zandbanenkaart. In het geval dat er in het voorland afdoende onderzoek beschikbaar is om met zekerheid de aanwezigheid en dikte van de afdeklaag/ onverstoorde kwelweglengte vast te stellen, zal deze volledig in rekening worden gebracht.

Uittredepunt

Het uittredepunt is het punt waar de kwelstroom uit de watervoerende laag kan uittreden. Wanneer de watervoerende laag binnendijks in contact staat met het maaiveld dan zal het water daar uittreden.

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

- Binnenteen of laagste maaiveldpunt in directe omgeving;
- Teensloot.

Belastingsituatie opbarsten

Naast bovenstaande uitgangspunten betreffende de geometrie is voor het deel-faalmecanisme opbarsten ook het volumiek gewicht van de aanwezige grondlagen een belangrijke parameter. Het volumiek gewicht wordt overgenomen uit de uitgewerkte grondparameters van het laboratoriumonderzoek.

In de uiterste grenstoestand wordt er rekening mee gehouden, dat het polderpeil op maaiveldniveau staat. Met als aanvulling dat dit fysisch niet altijd mogelijk is als het water makkelijk via het achterland kan wegstromen. Dat moet per polder of peilvak worden beschouwd.

De stijghoogte ter plaatse van de opbarstlocatie wordt berekend met de analytische formules voor de stationaire situatie, volgens het rapport “Technische rapport Waterspanning bij dijken” [13]. Herijking aan de aanvullende peilbuismetingen worden als vervolgestap uitgevoerd in de verkenningsfase.

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

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

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:

$$\Delta\Phi = \Phi_{exit} - h_{exit} = (h - h_{exit})r_{exit}$$

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}	Dempingsfactor bij het uittredepunt [-]

Indien de aanvullende peilbuismetingen goede resultaten laten zien dan wordt hieruit de dempingsfactor afgeleid.

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

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

Vergelijking 6.11

Waarin:

$\Delta\Phi$	Optredend stijghoogteverschil [m]
$\Delta\Phi_{c,u}$	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-faalmecanisme opbarsten [-]

Beslissingssituaties heave

Na de controle op opbarsten wordt gecontroleerd of er in de ontwerpsituatie heave optreedt. Bij dit deel-faalmecanisme wordt de optredende heavegradiënt vergeleken met de kritieke heavegradiënt. De optredende heavegradiënt wordt conform OI2014v4 [4] 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 plaatst met onderstaande formule. In de formule zijn ook de veiligheidsfactoren van het deel-faalmechanisme heave verwerkt:

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

Vergelijking 6.13

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 [-]

Belastingssituaties piping

Naast de uitgangspunten ten aanzien van de geometrie en dikte van de deklaag is de dikte van de zandlaag een belangrijke inputparameter. Voor de grondparameters voor zand en diktes van de grondlagen wordt uitgegaan van de doorlatendheid en dikte van het zandpakket die zijn afgeleid uit het beschikbare grondonderzoek [8] [9]. De relevante grondparameters zijn:

- 70-percentielwaarde van de korrelverdeling (d_{70});
- Doorlatendheid van het zand (k).

Indien informatie ontbreekt wordt uitgegaan van WBI-SOS standaardwaarden.

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 worden geschematiseerd.

De stijghoogte ter plaatse van de opbarstlocatie wordt berekend met de analytische formules voor de stationaire situatie, volgens het Technisch rapport Waterspanningen bij dijken.

Bij de controle op het deel-faalmechanisme piping wordt conform het OI2014v4 [4] de vergelijking gemaakt tussen het kritieke verval en het optredende verval. Het kritieke stijghoogteverschil is als volgt beschreven:

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

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 uittredepunt [m t.o.v. NAP]
r_c	Reductiefactor voor de weerstand bij het uittredepunt [-]
$D_{deklaag}$	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

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

Vergelijking 6.18

Waarin:

L	Kwelweglengte van intredepunt tot uittredepunt $L = x_{exit} - x_{entry}$ [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]
v_{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 [-]

In geval informatie voor bovenstaande parameters niet voorhanden is wordt uitgegaan van de standaardwaarden uit de schematiseringshandleiding piping [14].

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

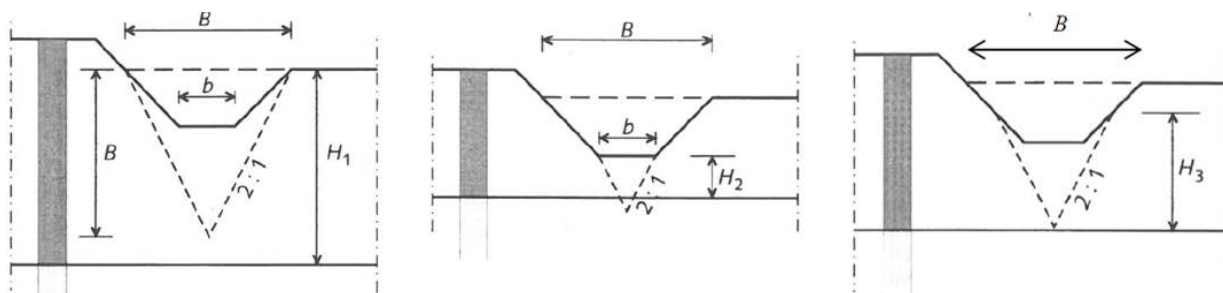
$$\Delta H \leq \frac{\Delta H_{c,p}}{\gamma_{pip} \cdot \gamma_{b,pip}}$$

Vergelijking 6.19

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 [-]

De bepaling van de effectieve laagdikte voor opdrijven bij een sloot wordt omschreven in de schematiseringshandeling piping [14]. Deze laagdikte wordt visueel als volgt bepaald:



Figuur 6.1: Bepaling van de effectieve laagdikte bij een sloot conform de schematiseringshandeling piping [14]

- In het geval dat de breedte van de sloot op maaiveldniveau B [m] kleiner is dan de totale dek-laagdikte buiten de sloot H1 [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: $B < H1 \rightarrow d_{eff} = H1.b$.
- Als de breedte van de slootbodem b [m] groter is dan de dek-laagdikte in het midden van de sloot H2 [m], dan dient de dek-laagdikte in het midden van de sloot als effectieve laagdikte d_{eff} te worden gebruikt: $b > H2 \rightarrow d_{eff} = H2.c$.
- In alle andere gevallen wordt de effectieve dek-laagdikte d_{eff} bepaald door het snijpunt van de sloottaludhelling en een 2:1 helling beginnend aan de onderkant van de dek-laag in het midden van de sloot: $d_{eff} = H3$.

In het geval dat de dek-laagdikte aan beide kanten van de sloot verschillend is of dat de sloot asymmetrisch is, dan wordt de meest ongunstige situatie beschouwd.

Ontwerp kwelscherm

De benodigde verticale lengte van het kwelscherm wordt berekend met de empirische rekenregel van Lane, deze is beschreven in de ORZW [12]. Daarnaast is het nodig om een scherm gedetailleerd uit te rekenen met bijvoorbeeld een eindige elementenmethode.

$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{1}{3} \frac{L_h + L_v}{C_{w,creep}}$$

Vergelijking 6.20

Waarin:

ΔH	Verval over de grondconstructie [-]
ΔH_c	Kritiek verval [m]
L_h	De totale lengte van de horizontale delen van de kwelweg [m]
L_v	De totale lengte van de verticale delen van de kwelweg [m]
$C_{w,creep}$	De gewogen creep-factor [-]

De waarden voor de gewogen creep-factor zijn voor de verschillende typen materialen in onderstaande tabel weergegeven:

Tabel 6-4: Gewogen creep-factor per materiaaltype

Grondsoort	Mediane korreldiameter [μm] ^(*)	$C_{w,creep}$ (lane) met $\gamma = 1,0$ [-]
Uiterst fijn zand, silt	< 105	8,5
Zeer fijn zand	105 – 150	
Zeer fijn zand (mica)		7
Matig fijn zand (kwarts)	150 – 210	7
Matig grof zand	210 – 300	6
Zeer/uiterst grof zand	300 – 2000	5
Fijn grind	2000 – 5600	4
Matig grind	5600 – 16000	3,5
Grof grind	> 16000	3

1 Indicatie conform NEN51014 (September 1989). Eventueel kan tussen klassenmidden van de mediane korreldiameters worden geïnterpoleerd.

Kwelscherm heave-criterium

Conform het OI2014v4 [4] wordt bij toepassing van kwelschermen om piping tegen te gaan een waarde van 0,5 toegepast voor het kritiek verhang. Het verschil tussen kwelscherm en deklaag is dat bij een kwelscherm altijd een verticaal pad moet ontstaan door het aanwezige zand. Dit vergt fluidisatie van het zandpakket benedenstrooms van het kwelscherm. Hiervoor moet de benodigde gradiënt gelijk zijn aan circa 1,0. Dit resulteert in een veiligheidsfactor van 2 bij hantering van een kritiek verhang van 0,5.

Om dus voldoende veiligheid te waarborgen tegen het optreden van heave dient bij een verticale kwelstroming in zandige grond achter een kwelscherm het maximaal optredende verhang kleiner te zijn dan het verhang waarbij heave optreedt. In onderstaande formule is dit beoordelingscriterium weergegeven.

$$i_{opttr} = \left(\frac{\Phi_0 - h_p}{x} \right)_{opttr} \leq i_c$$

Vergelijking 6.21

Waarin:

i_{opttr}	Optredend verhang [-]
Φ_0	De stijghoogte ter plaatse van de onderkant van het kwelscherm waar het uittrede verhang maximaal is [m t.o.v. NAP]
h_p	Het polderpeil of vrije waterspiegel of maaiveld [m t.o.v. NAP]
x	Afstand waar het uittrede verhang maximaal is, hiervoor wordt de afstand aangehouden vanaf het maaiveld tot aan de onderkant van het kwelscherm [m]
i_c	Kritiek verhang [-]

6.3 Macrostabieliteit binnenwaarts

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

6.3.1 Belastingssituaties

Voor de binnenwaartse macrostabieliteit zijn de volgende belastingssituaties te onderscheiden:

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

De aan te houden hydraulische randvoorwaarden per belastingssituaties zijn beschreven in 7.4

Op basis van een gevoeligheidsanalyse voor enkele doorsneden wordt aangetoond welke belastingssituaties maatgevend zijn. De overige doorsneden worden vervolgens alleen op deze belastingssituatie(s) beoordeeld.

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 macrostabieliteit wordt uitgevoerd met onderstaande formule.

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

Vergelijking 6.22

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:

Vergelijking 6.23

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

De betrouwbaarheidsindex wordt afgeleid conform onderstaande formule:

Vergelijking 6.24

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

Waarin:

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

Vergelijking 6.25

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

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 macrostabiliteit binnenwaarts wordt afgeleid met onderstaande vergelijking.

Vergelijking 6.26

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

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 [15] 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 6-5: Uitgangspunten voor het bepalen van schadefactor voor faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts

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 en Spencer-Van der Meij. De modelfactoren horend bij deze modellen zijn gegeven in onderstaande tabel 6-6. Deze factoren zijn overgenomen uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15].

Tabel 6-6: Modelfactoren per glijvlakmodel

Rekenmodel	γ_d (Modelfactor [-])
Uplift Van	1,06
Spencer-Van der Meij	1,07

Materiaalfactor

De materiaalfactor is in alle gevallen gelijk aan 1,0 conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15].

Schematiseringsfactor

Voor macrostabiliteit wordt uitgegaan van een schematiseringsfactor op basis van de beschikbare gegevens volgens KPR factsheet Schematiseringonzekerheid [16]. Omdat dit een lokaal gegeven is moet deze reductie per project, deeltraject of zelfs per dijkvak worden gedaan. Dit dient in elk geval te gebeuren bij de uitwerking van de kansrijke oplossingen. Als dat voor het inpassen van het ontwerp relevant is, kan de reductie al eerder worden uitgewerkt. Voor de onderbouwing dient de laatste versie van de rekensheets, die als achtergronddocument bij het ontwerpinstrumentarium is meegeleverd, gehanteerd te worden.

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 glijvlakmoel wordt Spencer Van der Meij gehanteerd. Ter verificatie worden Uplift Van berekeningen gemaakt.
- Er wordt gebruik gemaakt van D-GEO Suit D-Stability.
- De eerste stage in de berekening betreft de dagelijkse situatie. Vervolgens wordt het betreffende belastingscenario beschouwd in de daaropvolgende stages.

6.3.4 Schematisatie geometrie en bodemopbouw

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

Per dijkvak wordt een stabiliteitsberekening uitgevoerd. Per dijkpaal wordt de geometrie op basis van het 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 worden bijvoorbeeld ingemeten. 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 lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld.

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 beschikbaar geotechnisch lengteprofiel, nabijgelegen onderzoekspunten uit het geotechnisch onderzoek [8] [9] en het verfijnde 25*25 m GeoToP model voor Sterke Lekdijk voor de Holocene afzetting. Onzekerheden als gevolg van variaties in de gehanteerde bodemopbouw worden afgedekt door het gebruik van de schematiseringsfactor. Hierbij worden scenario's beschouwd van mogelijke bodemopbouwen binnen een dijkvak. De bodemopbouw zal bestaan uit deellagen. De knip tussen deze lagen wordt gelegd bij de kenmerkende eigenschappen van de dijkgeometrie (voorbeeld: binnenteen/ buitenteen).

6.3.5 Schematisering freatische lijn

De freatische lijn in het dijklichaam wordt geschematiseerd conform het Technisch Rapport Waterspanning bij Dijken [13]. Specifiek voor het faalmechanisme macrostabiliteit kan gebruik worden gemaakt van de cases 1 en 3 uit bijlage 2 van dit rapport.

Bij het ontbreken van meetwaarden kunnen per situatie de waarden uit Tabel 6-7 worden aangehouden. In figuur 6.2 is voor een situatie met hoog water bij een kleidijk de punten A tot en met E weergegeven.

Tabel 6-7: 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
Extrem neerslag (STBI)	GHW (STBI) ^{*3}	GHW +0,5 m	GHW +0,5 m	Maaiveld	Maaiveld
Extrem neerslag (STBU)	GHW (STBU) ³	GHW +0,5 m	GHW +0,5 m	Maaiveld	Maaiveld
Val na hoogwater (STBU)	WBN -4,0 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

*1: OI / WBI

*2: Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4

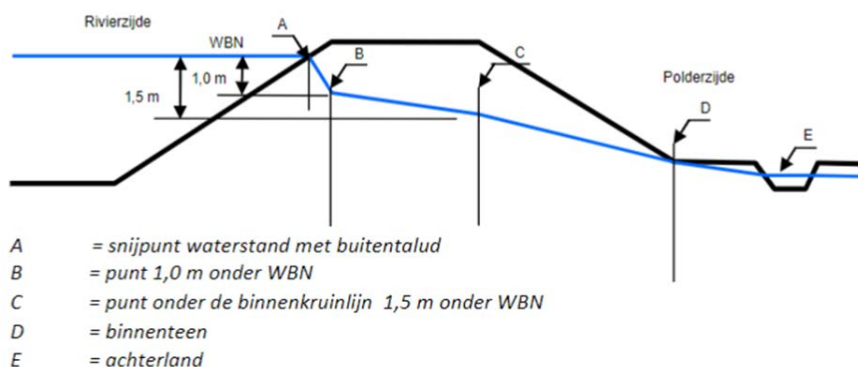
*3: Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken

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.

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

*4: Zie paragraaf van [2]

*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 [13]

6.3.6 Schematisering stijghoogte

De stijghoogte in de watervoerende zandlaag wordt berekend met de analytische formules voor de stationaire situatie, volgens het Technische Rapport Waterspanningen bij dijken [13] bijlage 4. Afhankelijk van de dijkopbouw en ondergrond wordt gekozen tussen model 4A tot en met 4C.

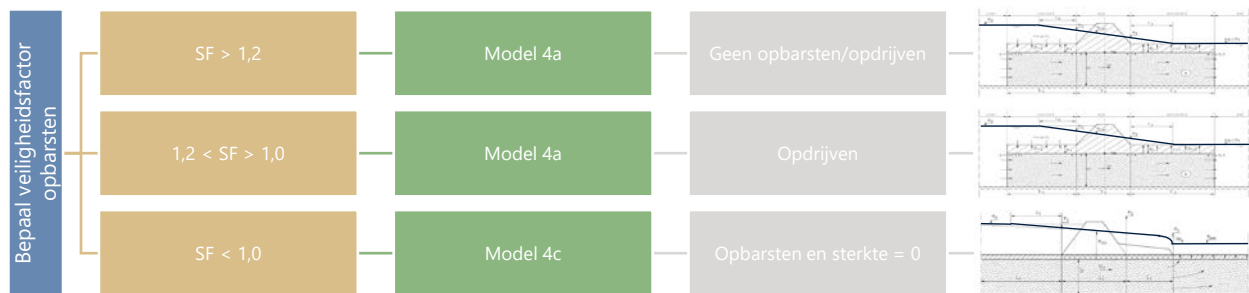
- Model 4A: Strooming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intrede of uitrede van water.

- Model 4B: Strooming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met ondoorlatende lagen in het voor- en achterland, en met radiale intree en uittree van water.
 - Model 4C: Strooming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk en berm, waarbij binnendijks een grenspotentiaal optreedt (opbarsten).
- Model 4D wordt niet beschouwd omdat er geen/nauwelijks getijden invloeden aanwezig zijn.

Uitgangspunten:

- Er is voor macrostabiliteit sprake van opbarsten bij een veiligheidsfactor kleiner dan 1,2.
- Het verloop van de stijghoogte wordt echter aangepast van model 4A naar model 4C wanneer de opbarstveiligheid ter plaatse van het uittredepunt lager is dan 1,00, omdat bij een hogere veiligheid de grenspotentiaal hoger ligt dan bij de stijghoogte berekend conform model 4A. Bij een opbarstveiligheid groter dan 1,00 wordt model 4A toegepast.
- 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. Wanneer blijkt dat de grond opbarst wordt model 4C gehanteerd voor het stijghoogteverloop. Het is niet op voorhand uit te sluiten welke situatie maatgevend is. Indien relevant worden beide situaties beschouwd.
- Bij relatief flauw aflopende maaivelden richting de polder wordt vanaf het achterland in de richting van de waterkering beoordeeld waar het uittredepunt zich bevindt.

Ter verduidelijking van de uitgangspunten van het aan te houden stijghoogteverloop is Figuur 6.3 toegevoegd. In geval er sprake is van opdrijven en een deklaagdikte kleiner dan 4,0 m of 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 sterktereductiezone is gelijk aan 2 maal de deklaagdikte.



Figuur 6.3: Stroomschema modelkeuze stijghoogteverloop

6.3.7 Opbarsten

Conform het OI2014v4 [4] 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 6.27

Waarin:

- d_3 Dikte van de deklaag [m]
- γ_{sat} Verzadigd volumiek gewicht van de deklaag [kN/m³]

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.

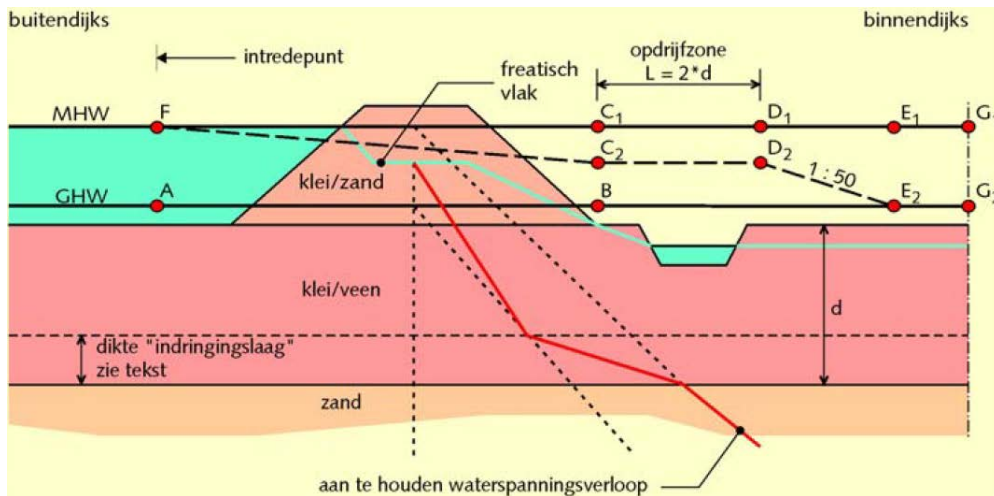
6.3.8 Indringingslengte en stijghoogte

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. Conform de Schematiseringshandleiding Macrostabieliteit [15] dienen de waarden uit Tabel 6-8 te worden aangehouden.

Tabel 6-8: Indringingslengte conform schematiseringshandleiding macrostabieliteit [15]

Laagopbouw Holocene pakket	Indringingslengte (m) bij 5 dagen hoogwater	Indringingslengte (m) bij 20 dagen hoogwater
Basisveen met Hollandveen en/of Echteld	1,0	2,0
Echteld organische klei en/of veenlagen en/of kleilig veen	1,0	2,0
Hollandveen	1,0	> 6,0
Echteld siltige klei en/of klei met zandlagen	> 6,0	> 6,0

Het verloop van de waterspanning wordt geschematiseerd conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [13]. In figuur 6.4 is de indringingslengte (indringingslaag) en de schematisatie van de waterspanningen weergegeven.



Figuur 6.4: Schematisering van de indringingslengte conform het Technisch rapport Waterspanning bij Dijken [13]

6.3.9 Schematisatie waterspanningen bij overslag

Voor het berekenen van de binnenwaartse stabiliteit bij overslag wordt gebruik gemaakt van de KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. overslag [17].

Bij een verzadigde dijk wordt uitgegaan van een zeer conservatief vertrekpunt voor de ligging van de freatische lijn. Dit betekent dat de freatische lijn net onder het maaiveld is gelegen. Praktisch gezien wordt een afstand van 0,10 m aangehouden.

Voor de buitenwaterstand wordt een hoogte aangehouden die volgt uit HBN berekening met een overslag van 5l/s/m.

6.3.10 Schematisatie nieuwe geometrie versterkt profiel

De nieuwe geometrie van het versterkt profiel dient te voldoen aan de visie die is opgenomen in het Ruimtelijk kwaliteitskader dijkversterking Culemborgse veer – Beatrixsluis (doc. referentie SLD-RHD-XX-CUB-RP-LA-0006). Daarnaast worden de volgende algemene uitgangspunten gehanteerd.

- Voor de taludhelling van de dijk wordt in principe een standaard helling van 1:3 gehanteerd.
- De taludhelling van een berm is bedraagt 1:20.
- Bij demping van de teensloot ten gevolge van de dijkversterking wordt een nieuwe teensloot geschematiseerd met circa dezelfde afmetingen.

6.4 Macrostabiliteit buitenwaarts

6.4.1 Schematisatie geometrie en bodemopbouw

In deze paragraaf is de weergegeven hoe de schematisatie van de geometrie en bodemopbouw per dijkvak voor het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts tot stand komt.

Per dijkvak wordt een stabiliteitsberekening uitgevoerd. Per dijkpaal wordt de geometrie op basis van het 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 worden bijvoorbeeld ingemeten. 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 lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld.

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 beschikbaar geotechnisch lengteprofiel en nabijgelegen onderzoekspunten uit het geotechnisch onderzoek [8] [9]. Onzekerheden als gevolg van variaties in de gehanteerde bodemopbouw worden afgedekt door het gebruik van de schematiseringsfactor. Hierbij worden scenario's beschouwd van mogelijke bodemopbouwen binnen een dijkvak. De bodemopbouw zal bestaan uit deellagen. De knip tussen deze lagen wordt gelegd bij de kenmerkende eigenschappen van de dijkgeometrie (binnen-teen/buitenteen).

6.4.2 Belastingssituaties

Voor de buitenwaartse macrostabiliteit zijn de volgende belastingssituaties te onderscheiden:

1. Val na hoog water
2. Extreem laag water
3. Extreme neerslag

6.4.3 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 6.28

Waarin:

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

Schadefactor

Conform het OI2014v4 [4] is voor de bepaling van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts de faalkanseis op doorsnedeniveau voor macrostabiliteit binnenwaarts vermenigvuldigd met een factor 10 (dit is een conservatieve waarde). Dit is de kans op overstromen gegeven buitenwaartse stabiliteitsverlies. Hieruit volgt een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/559.600 per jaar. De schadefactor voor buitenwaartse stabiliteit voor het traject 44-1 bedraagt 1,11.

Indien blijkt dat bovenstaande faalkanseis voor macrostabiliteit buitenwaarts niet toereikend is na het opstellen van de schematisatie en ontwerp, wordt conform de methode uit de KPR factsheet "Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit" [18] een optimalisatie worden uitgevoerd.

Modelfactor

In de berekeningen wordt gebruikt gemaakt van de glijvlakmodellen Uplift Van en Spencer-Van der Meij. De modelfactoren horend bij deze modellen zijn gegeven in Tabel 6-9. Deze factoren zijn overgenomen uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15].

Tabel 6-9: Modelfactoren per rekenmodel conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15]

Rekenmodel	γ_d (Modelfactor [-])
Uplift Van	1,06
Spencer-Van der Meij	1,07

Materiaalfactor

De materiaalfactor is in alle gevallen gelijk aan 1,0 conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15].

Schematiseringsfactor

Voor macrostabiliteit wordt uitgegaan van een schematiseringsfactor op basis van de beschikbare gegevens volgens KPR factsheet Schematiseringonzekerheid [16]. Omdat dit een lokaal gegeven is moet deze reductie per project, deeltraject of zelfs per dijkvak gedaan worden. Dit dient in elk geval te gebeuren bij de uitwerking van de kansrijke oplossingen. Als dat voor het inpassen van het ontwerp relevant is, kan de reductie al eerder worden uitgewerkt. Voor de onderbouwing dient de laatste versie van de rekensheets, die als achtergronddocument bij het ontwerpinstrumentarium is meegeleverd, gehanteerd te worden.

Het afleiden van de schematiseringfactor gebeurt middels een selectie doorsnedes in combinatie met een kenmerkende bodemopbouw van het gebied. Vervolgens worden scenario's opgesteld met een ingeschatte kans van voorkomen.

Werkwijze vaststellen scenario's:

- Voor het vaststellen van de scenario's wordt de geschematiseerde bodemopbouw binnen een dijkvak allereerst vergeleken met de SOS-scenario's. Indien volgens het SOS een alternatieve bodemopbouw kan voorkomen en deze niet uit te sluiten is op basis van het beschikbare veldonderzoek wordt deze als scenario opgenomen in de schematiseringsfactor.
- Daarnaast worden scenario's opgesteld om rekening te houden met:
 - Onzekerheid in de bodemschematisatie waarin een aangetroffen 'zwakke laag' mogelijk over een grotere breedte of dikte aanwezig is;
 - Onzekerheid in de bodemschematisatie met een dunnere of dikkere deklaag;
- Indien de vastgestelde KD-waarden lager uitvallen dan de waarden in het SOS wordt een scenario uitgewerkt waarbij de stijghoogte berekend wordt op basis van de SOS-waarden.
- Scenario met ongunstigere onderwatergeometrie (alleen relevant bij de schaaldijken)
- Scenario met verhoogde freatische lijn, afhankelijk van de uiteindelijk gekozen werkwijze om de freatische lijn bij val na hoogwater te bepalen;

De volgende aspecten worden niet meegenomen als scenario:

- Ongunstigere geometrie (lager maaiveld, steiler binnentalud etc.). Per dijkvak wordt standaard al de maatgevende geometrie beschouwd. Deze wordt afgeleid op basis van AHN3 data met iedere dijkpaal een dwarsprofiel. Hiermee is nagenoeg uitgesloten dat er binnen het dijkvak een minder gunstige geometrie aanwezig is. Uitzondering hierop is de onderwatergeometrie bij schaaldijken.

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 Spencer Van der Meij gehanteerd. Ter verificatie worden Uplift Van berekeningen gemaakt.
- Er wordt gebruik gemaakt van D-GEO Suit D-Stability.

6.4.4 Schematisering freatische lijn

De freatische lijn in het dijklichaam wordt geschematiseerd op basis van het Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken [13]. Op dit moment zijn er geen uitgewerkte meetwaarden beschikbaar van de freatische lijn. Voor de berekeningen van de buitenwaartse macrostabiliteit worden de algemene schematisaties van de freatische lijn aangehouden zoals weergegeven in [13]. De locaties van punten A tot en met E zijn getoond in Figuur 6.2. Bij het ontbreken van meetwaarden kunnen per situatie de waarden uit Tabel 6-7 worden aangehouden. Bij beschikbaar komen van goede meetreeksen uit de aanvullende peilbuizen voor het afleiden van de freatische lijn zal deze nieuwe informatie worden meegenomen door uit deze meetreeksen de ligging van de freatische lijn af te leiden.

Bij de belastingssituaties val na hoogwater wordt een val aangehouden van 4,0 m [2]. De ligging van de freatische lijn in de dijk blijft gelijk aan het scenario met maatgevend hoogwater.

6.4.5 Schematisering stijghoogte en indringingslengte

Voor de schematisering van de stijghoogte bij val van hoogwater worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Potentiaal in watervoerende lagen is gelijk aan de aangehouden waterstand op het voorland. Zie ook punt A uit Tabel 6-7.
- Potentiaal in indringingslaag is gelijk aan gemiddeld hoog water.
- Hydrostatische verloop tot de onderzijde van de dijkzate en vervolgens Lineair verloop naar de bovenkant van de indringingslaag.

6.5 Bekleding

Voor het bepalen van de veiligheidsopgave betreffende de bekleding op het buitentalud zal gebruik worden gemaakt van de inspectie resultaten. Dit geldt zowel voor het gras en de aanwezige harde bekledingen. De beoordeling of het ontwerp wordt uitgevoerd conform de schematiseringshandleidingen van het WBI2017 [19], [20].

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 (open/ gesloten) wordt vastgesteld na visuele inspectie en overleg met de beheerder.
- 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).
- Bij de steenbekledingen de opbouw van de bekleding waarbij waarnemingen over het inwassen, penetratie en de dikte en kwaliteit van de "funderingslagen".
- 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 (van het ontwerp)
4. Uitgangspunten golfklap
5. Controle golfklap
6. Uitgangspunten golfoploop
7. Berekening golfoploop
8. Advies type bekleding

In het geval dat de grasbekleding niet voldoet is het mogelijk om de reststerkte van de onderlaag mee te nemen zie ook het rapport [21]. Deze aanpak betreft een innovatieve maatwerkoplossing. Indien blijkt dat de grasbekleding ontoereikend is dan zal het ontwerp hierop aangepast moeten worden. Dit kan door het toepassen van harde bekleding of een erosiebuffer.

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 6.29

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 6-10: Faalkanseis op doorsnedeniveau grasbekleding

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 [19]	1,0	-
L-traject	32,4	km
Faalkanseis op doorsnedeniveau grasbekleding	1/222222	1/jaar

6.5.2 Veiligheidsfactor steenbekleding

Voor de steen-of asfaltbekledingen is in tabel 6 van de Strategische Nota van Uitgangspunten [2] aangegeven dat een faalkanseis per doorsnede voor de overige bekleding op het buitentalud niet van toepassing is. Hier geldt een veiligheidsfactor van 1,1.

6.5.3 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden die gebruikt worden zijn toegelicht in paragraaf 7.4. De hydraulische belasting wordt bij doorsnede-eis bepaald.

- Waterstand bij de norm [m NAP]
- Golfhoogte Hm0 bij de norm [m]
- De golfcondities langs het hele talud van de dijk
- Golfoploophoogte ten opzichte van de waterlijn

6.5.4 Rekenmodel en software

Voor de beoordeling en ontwerp zal de WBI2017 software en rekenmethodes gebruikt worden. Voor gras zal het BMGras Buitentalud module (versie 16.1.2.3400 of recenter) zijn, voor asfaltbekledingen BM Asfalt Golfklap (versie 17.1.4942 of recenter) en voor de steenbekledingen de Steentoets (versie 18 of recenter).

Voor de grasbekleding zijn de te gebruiken parameters uitgewerkt in Tabel 6-11.

Tabel 6-11: 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 0,5m.
Min. significante golfhoogte; Ondergrens significante golfhoogte in de standtijdlijn voor golfklapbeoordeling (m)	Minimaal wordt een waarde van 0,0 m gehanteerd
Max. significante golfhoogte; Maximale significante golfhoogte in de standtijdlijn voor golfklapbeoordeling (m)	De hydraulische belasting wordt bij doorsnede-eis bepaald.
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)	Is bepaald op basis van de schematiseringshandleiding grasbekleding [19]. Voor een gesloten zode geldt een factor van 1 en voor een open zode geldt een factor van 0,8
Coëfficiënt b (m t.o.v. NAP)	Is bepaald op basis van de schematiseringshandleiding grasbekleding [19]. Voor een gesloten zode geldt een factor van -0,035 en voor een open zode geldt een factor van -0,07

Omschrijving	Waarde
Coëfficiënt c (m)	Is bepaald op basis van de schematiseringshandleiding grasbekleding [19]. Voor een gesloten zode geldt een factor van 0,25 en voor een open zode geldt een factor van 0,25
Zandgehalte (%)	Het zandgehalte is conform de schematiseringshandleiding [19] bij stevige klei gesteld op maximaal 40%.
Dikte kleilaag + gras (m)	De dikte van de kleilaag inclusief gras is gesteld op maximaal 0,5 m op basis van de schematiseringshandleiding grasbekleding [19].
$Z_{\text{gras,min}}$ (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 schaarlijk 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 Tabel 6-11 is beschreven op welke manier de parameters worden bepaald. In Tabel 6-12 wordt per parameter aangegeven welke waarde wordt toegepast in de berekeningen inclusief de bronvermelding.

Tabel 6-12: Werkwijze bepaling parameters voor toetsing of ontwerp grasbekleding

Parameter	Werkwijze bepaling parameter
C_u	Standaardwaarde van 1,1 conform schematiseringshandleiding grasbekleding
Valversnelling (m/s ²)	9,81 m/s ²
Gebruik schaling	Standaardwaarde van 10.000 conform schematiseringshandleiding grasbekleding
U_c (m/s)	Standaardwaarde voor een gesloten zode van 6,6 m/s en bij een open zode 4,3 conform schematiseringshandleiding grasbekleding
D_{crit} (m ² /s ²)	Standaardwaarde van 7000 conform schematiseringshandleiding grasbekleding
Alpha M	Standaardwaarde van 1 conform schematiseringshandleiding grasbekleding
Alpha S	Standaardwaarde van 1 conform schematiseringshandleiding grasbekleding
Dijknormaal (Graden t.o.v. noorden)	Wordt bepaald op basis van de ligging van het dijktraject
C _{tm} -t _m 10	Standaardwaarde van 0,92 conform schematiseringshandleiding grasbekleding
ΔT (s)	Standaardwaarde van 0,25 conform schematiseringshandleiding grasbekleding

De berekening van de overgang van grasbekleding naar steenbekleding is conform de formule:

$$Z_{\text{overgang}} = \max(h_{P_{\text{eis.dsn}}}; Z_{\text{oploop}, P_{\text{eis.dsn}}}) + Z_{2\%}/10$$

Vergelijking 6.30

Waarin:

Z_{overgang}	Niveau vanaf waar gras kan worden toegepast op het buitentalud [m t.o.v. NAP]
$P_{\text{eis.dsn}}$	Faalkanseis op doorsnedeniveau voor graserosie [1/jaar]
$h_{P_{\text{eis.dsn}}}$	Waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan $P_{\text{eis.dsn}}$ [m t.o.v. NAP]
$Z_{\text{oploop}, P_{\text{eis.dsn}}}$	Niveau vanaf waar het gras voldoet volgens de formules voor erosie door golfoploop bij randvoorwaarden met overschrijdingskans $P_{\text{eis.dsn}}$ [m t.o.v. NAP]

$Z_{2\%}$ Golfploopniveau ten opzichte van de waterlijn dat door 2% van de golven wordt overschreden bij waterstand en golfcondities met overschrijdingskans $P_{eis.dsn}$ [m t.o.v. NAP]

Voor de steenbekleding worden de parameters bepaald volgens de schematiseringshandleiding Steenzetting (WBI) [20]. Berekeningen worden gemaakt met behulp van Steentoets (WBI) en de Rock Manual [22].

6.6 Microstabiliteit

Het faalmechanisme microstabiliteit wordt beoordeeld conform de schematiseringshandleiding microstabiliteit [23]. Het faalmechanisme microstabiliteit wordt alleen beoordeeld waar sprake is van dijkvakken waar 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".

Indien het overslagdebiet bij een overschrijdingskans gelijk aan de norm kleiner is dan 0,1 l/s/m dan is infiltratie van het water in het binnentalud niet relevant. Als het overslagdebiet groter is dan 0,1 l/s/m dan is de beoordeling van GABI maatgevend boven de beoordeling van microstabiliteit. Bij een overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m moet wel rekening worden gehouden met infiltratie van overslaand water, waardoor het freatisch vlak in de dijk extra snel zal stijgen. In alle gevallen dient ook rekening te worden gehouden met een verhoging van het freatisch vlak door een hoge buitenwaterstand en het daardoor door de dijk heen sijpelen van water.

In geval bovenstaande leidt tot een verdere beoordeling van het mechanisme microstabiliteit dan wordt dit eerst gedaan aan de hand van de evenwichtsvergelijkingen uit de schematiseringshandleiding microstabiliteit [23]. Indien het de waterkering dan niet voldoet wordt een benadering met restprofiel uitgewerkt.

6.7 Stabiliteit voorland

In deze fase van het project wordt nog geen beoordeling van de stabiliteit van het voorland uitgevoerd. Indien het mechanisme toch een rol blijkt te spelen bij het ontwerp dan zal de stabiliteit van het voorland als volgt worden beoordeeld.

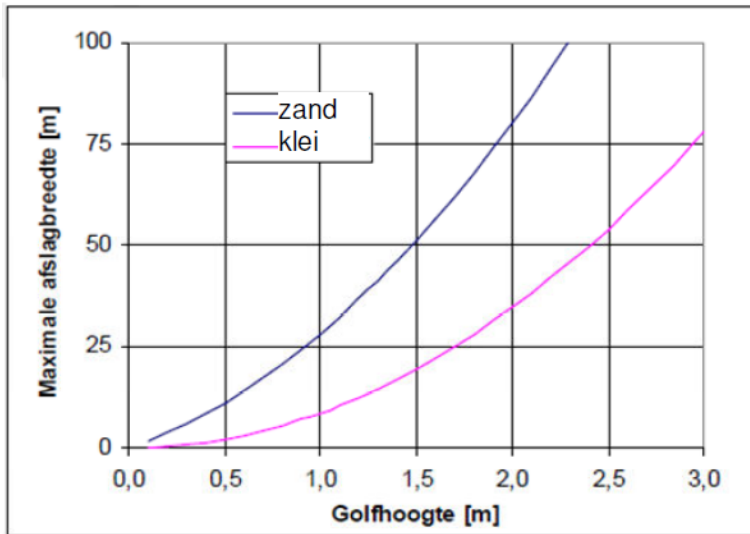
Bij de stabiliteit van het voorland spelen 3 mechanismen een rol:

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

Parameters

- De geometrie wordt opgesteld aan de hand van dwarsprofielen haaks op de dijk waarin gebruik wordt gemaakt van informatie uit het AHN3 en de inmetingen van de waterpartijen in het voorland.
- Hydraulische randvoorwaarden zullen worden afgeleid conform paragraaf 7.4.
- Invloedszone, conform bijlage A van bijlage iii sterkte en veiligheid primaire waterkeringen.
- Erosiebestendigheid (afslagbreedte).

De maximale afslagbreedte wordt bepaald middels Figuur 6.5 conform het OI2014v4 [4]



Figuur 6.5: Bepaling van maximale afslagbreedte door middel van golfhoogte

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 [4]. 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.

6.8 Niet waterkerende objecten

Voor de NWO's wordt aan de hand van Bijlage III bij de Regeling [24] in beeld gebracht of deze bijdragen aan de faalkans van de waterkering. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen bebouwing (NWObe), begroeiing/bomen (NWObo), kabels en leidingen (NWOkl) en overige constructies (NWOoc). Om te toetsen of een NWO invloed heeft op het ontwerp, en dus de kansrijke alternatieven, wordt in eerste instantie een beoordeling aan de hand van de eenvoudige toets uitgevoerd. Hiervoor dient dus een inventarisatie te worden gemaakt van alle aanwezige NWO's. Indien het oordeel onvoldoende is wordt dit aangescherpt met een Toets op maat. In het geval van leidingen betekent dat bijvoorbeeld dat deze getoetst worden aan de onder andere de NEN3650/3651. De uitkomst uit deze beoordeling, gecombineerd met de ingreep die ter plaatse van de NWO in het ontwerp is voorzien bepaalt vervolgens of maatregelen nodig zijn:

- a) In het geval de NWO op geen enkele wijze inpasbaar is in het ontwerp van de dijkversterking wordt geen beoordeling uitgevoerd. Binnen het ontwerpproces wordt afgewogen of, indien dat wenselijk is, terugplaatsing mogelijk is.
- b) In het geval de NWO voldoet conform het WBI 2017 en de dijkversterking geen impact heeft op het object, dan kan het object gehandhaafd blijven.
- c) In het geval de NWO voldoet conform het WBI 2017 en de dijkversterking wel impact heeft op het object, wordt onderzocht of maatregelen te treffen zijn om de NWO te behouden (als dat kosteneffectief en wenselijk is) of dat de NWO verwijderd wordt. In het geval van verwijdering van het object wordt, indien dat wenselijk is, overwogen of terugplaatsing mogelijk is.
- d) In het geval de NWO niet voldoet conform het WBI 2017 wordt onderzocht of maatregelen te treffen zijn om de NWO te behouden (als dat kosteneffectief en wenselijk is) of dat de NWO verwijderd wordt. In het geval van verwijdering van het object wordt, indien dat wenselijk is, overwogen of terugplaatsing mogelijk is.

6.9 Kunstwerken en langsconstructies

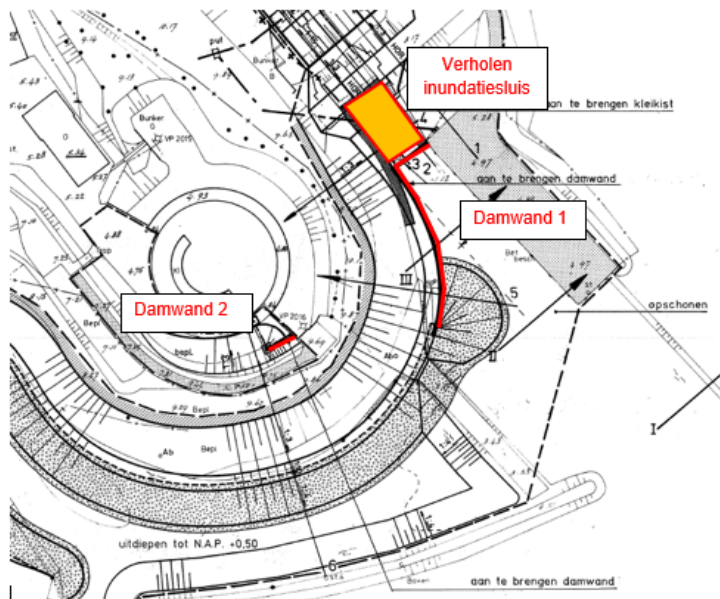
Conform de beschikking van het HWBP zijn er in CUB geen kunstwerken of langsconstructies aanwezig. Wel zijn er nabij Fort Honswijk damwanden en een gedempte inundatiesluis aanwezig. Hierop wordt ingegaan in paragraaf 6.10. Indien een ontwerpvariant leidt tot een oplossing met een langsconstructie wordt het ontwerp opgesteld conform de POVM Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (PPL) [25] en de POVM Publicatie Rekentechnieken, EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE) [26].

6.10 Bijzondere waterkerende constructies

Binnen als buiten het dijkversterkingsproject CUB is de ambitie uitgesproken om het herstel van de inundatiesluis naast Fort Honswijk te onderzoeken. Indien technische uitwerking van de inundatiesluis gewenst is dan zal omtrent de waterveiligheid de inundatiesluis worden uitgewerkt conform het OI2014v4 [4] en de Leidraad Kunstwerken [27].

Ter plaatse van Fort Honswijk zijn tussen 1985 en 1986 een tweetal damwanden geplaatst. Deze damwanden betreffen bijzondere waterkerende constructies. De damwanden zullen worden beoordeeld conform de POVM Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (PPL) [25] en de POVM Publicatie Rekentechnieken, EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE) [26].

Indien blijkt dat de PPL niet voorziet in dit type damwand dan zal de damwand worden beoordeeld conform Eurocode 7 [28]. Hierbij wordt uitgegaan van de veiligheids categorie waarbij de β -factor overeenkomt met de norm. In onderstaande afbeelding zijn de locaties van de damwanden met een rode lijn aangegeven.



Figuur 6.6: bijzondere waterkerende constructies bij Fort Honswijk

6.10.1 Rekenmodel Bij het beoordelen van de damwanden gelden de volgende aandachtspunten.

- De damwanden worden beoordeeld conform de POVM Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (PPL) [25] en de POVM Publicatie Rekentechnieken, EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE) [26].

6.10.2 Waterspanningen

Voor het schematiseren van de waterspanningen wordt uitgegaan van de volgende uitgangspunten:

- Achter de damwanden is een drainageconstructie aanwezig. Deze functioneert nog steeds.
- Door de aanwezigheid van de drainage is de waterstand aan de aan beide zeiden van de damwand gelijk. Conservatief wordt gerekend met een verval van 0,5 m.
- Een lage waterstand is maatgevend voor de toetsing van de damwanden. Als waterstanden wordt uitgegaan van het streefpeil in de grachten (dagelijks) en laagwaterstand zoals deze ook op de ontwerptekeningen van de damwanden vermeld staat. Na het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden voor het gehele project dient gecontroleerd te worden of deze waterstand uit de ontwerptekeningen daadwerkelijk maatgevend is. Indien dit niet het geval is worden de damwandberekeningen hierop aangepast.

6.10.3 Corrosietoeslag

Bij het uitvoeren van de damwandberekeningen wordt een corrosietoeslag in rekening gebracht. Omdat de damwanden geen langsconstructies zijn wordt de corrosietoeslag wordt ingeschat met behulp van CUR 166 [29].

7 Belastingen

7.1 Soorten belastingen

De dijk kent vele verschillende soorten belastingen. De belangrijkste is de 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, golfoploop 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 belasting te bepalen.

Tabel 7-1: *Belastingsituaties per toetsspoor*

Toetsspoor	Belastingsituatie
Piping (STPH)	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij norm (WBN) De waterstand kan binnendijs op het maaiveld staan tenzij dit vanuit water-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 [30]). 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 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) Verkeersbelasting
Gras erosie buitentalud (GEBU) Overige bekleding buitentalud	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij Norm (WBN) met golfoploop Lagere waterstand met grotere golfoploop
Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	<ul style="list-style-type: none"> Hydraulisch belastingniveau (HBN) behorend bij een bepaald kritiek overslagdebiet, rekening houdend met zetting en bodemdaling. Lager belastingniveau behorend bij een hoger kritiek overslagdebiet (behorend bij een BGT)
Piping bij kunstwerk (PKW)	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij norm (WBN) en binnendijs waterstand
Sterkte en stabiliteit kunstwerk (STKWp)	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij norm (WBN) zonder verkeersbelasting Significante overslag Lagere waterstand met hogere verkeersbelasting (behorend bij BGT)

De buitenwaterstand en de golfploop (zowel HBN als WBN) worden in paragraaf 7.7 t/m 7.9 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. Een uitzondering hierbij is Gras Erosie Buitentalud waarvoor een golfbelasting wordt gehanteerd met een terugkeertijd van 1/ 222.222 per jaar (dit is de faalkanseis per doorsnede, zie paragraaf 6.5.1).

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 faalkanseis per doorsnede, zie paragraaf 6.1.1). Voor de BGT worden lagere belastingniveaus afgeleid, die optreden met een grotere terugkeertijd. Voor macrostabiliteit buitenwaarts wordt ook een extra lage waterstand bepaald. Het verloop van de freatische lijn is van belang voor macrostabiliteit en microstabiliteit, en wordt beschreven in paragraaf 7.5. Hiervoor is ook de binnendijkse waterstand van belang. Het toelaatbaar overslagdebiet is van belang voor verschillende faalmechanismen (hoogte, macrostabiliteit binnenwaarts, microstabiliteit, sterkte en stabiliteit kunstwerk), maar heeft ook invloed op beheer en onderhoud. Het wordt uitgewerkt in paragraaf 7.6. In paragraaf 7.11 worden de zetting en bodemdaling beschreven. Deze hebben vooral invloed op de hoogte van de dijk. Tenslotte komen in paragraaf 7.14 de overige belastingen aan de orde. Verkeersbelasting is van belang voor macrostabiliteit en voor sterkte en stabiliteit van kunstwerken. 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.

7.2 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.

7.3 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.

7.4 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 [31].

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. Door deze ook voor 2015 door te rekenen kan een inschatting gemaakt worden voor de toekomstverwachting van tussenliggende punten door het verschil tussen de WBI en DPa database naar de toekomst door te trekken op basis van de berekeningen met de DPa databases voor 2050 en 2100.

De belastingsituaties, die bepalend zijn voor buitenwaartse stabiliteit zijn omschreven in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15], het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen (paragraaf 7.4 e.v.) [32], als ook in het OI2014v4 [4]. 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 kan onderbouwd worden verlaagd indien dit leidt tot optimalisatie.

7.5 Schematisering grondwater / geohydrologische randvoorwaarden

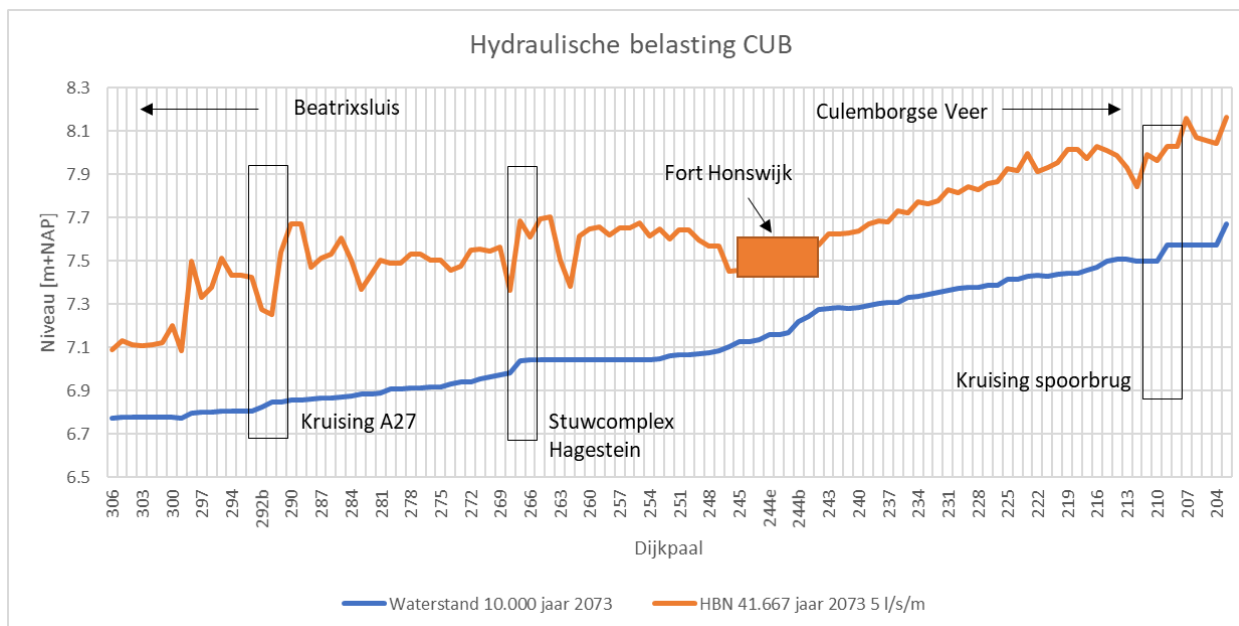
In Hoofdstuk 6 is per faalmechanisme beschreven hoe om te gaan met de freatische lijn, stijghoogte en indringing. Hierin wordt ook ingegaan op de specifieke belastingsituaties die kunnen optreden bij macrostabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts.

7.6 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 [2] 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. Hiervoor zal een gevoeligheidsanalyse worden uitgevoerd waarbij een onderscheid wordt gemaakt tussen een debiet van 10, 5, 1 en 0,1 l/s/m. Voor een nadere invulling van deze gevoeligheidsanalyse wordt verwezen naar paragraaf 6.1.2.

7.7 Waterstanden op de Lek

De WBN en HBN worden bepaald met Hydra-NL. In Figuur 7.1 zijn hiervan de resultaten weergegeven voor het zichtjaar 2073 met een overslagdebiet van 5 l/s/m.



Figuur 7.1: Waterstand [m t.o.v. NAP] bij Norm (WBN) en het hydraulisch belastingniveau (HBN) [m t.o.v. NAP] bij een overslagdebiet gelijk aan 5 l/s/m²

In Tabel 7-2 zijn ter illustratie de kenmerkende waterstanden weergegeven voor Hagestein (beneden). Deze zijn bepaald op basis van 'het tienjarig overzicht 1981-1990' [33].

Tabel 7-2: Waterstanden op de Lek

Waterstanden op de Lek	Hagestein (beneden) [m t.o.v. NAP]
Hoogwater (1x per 10 jaar)	4,90
Gemiddeld Hoog Water (GHW)	1,62
Gemiddelde waterstand	1,09
Gemiddeld Laag Water (GLW)	0,79

7.8 Golfhoogte en piekperiode

De golfbelasting voor de veiligheids- en ontwerpogave van de buitenbekleding zal bepaald worden met Hydra -NL waarbij voor de Gras Erosie Buitentalud (GEBU) een golfbelasting wordt gehanteerd met een terugkeertijd van 1 / 222.222 per jaar (dit is de faalkanseis per doorsnede, zie paragraaf 6.5.1). Tevens wordt rekening gehouden met een aantal verschillende onzekerheden, bijvoorbeeld de waterstand, golfhoogte en golfperiode.

7.9 Golfploop

Voor de berekening van de golfploop wordt uitgegaan van ruwheidsfactoren conform EurOtop [34].

² Figuur 7—1 geeft een globaal beeld van de waterstanden op dijkpaalniveau. Lokale variaties kunnen voorkomen en worden bij het opstellen van de berekeningen meegenomen.

7.10 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 CUB bedraagt de bodemdaling 0-2 mm / jaar (zie opdeling hieronder).

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
- 2-4 mm/ jaar, aan te houden waarde: 4 mm / jaar
- 4-7 mm/ jaar, aan te houden waarde: 7 mm / jaar
- > 7 mm/jaar, aan te houden waarde: 10 mm / jaar

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.

7.11 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 worden gekwantificeerd op basis van samendrukkingsparameters die volgen uit de analyse van de resultaten van de samendrukkingsproeven uit het laboratoriumonderzoek.

Klink van vers aangebrachte grond is slechts bij benadering te bepalen. Voor de klink van gerijpte klei wordt conform het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [35] een waarde van 10% van de aangebrachte laagdikte aangehouden. Bij een zorgvuldige uitvoering en verdichting kan dit worden teruggebracht naar 5%.

Voor de klink van zandophogingen wordt een waarde van 5% gehanteerd. Bij een goede verdichting is de klink verwaarloosbaar klein ten opzichte van de zettingen van de ondergrond [35].

7.12 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 $13,3 \text{ kN/m}^2$ over een breedte van 2,5 m conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15].

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

De aan te houden verkeersbelasting in de BGT is beschreven in paragraaf 7.13.

7.13 Verkeersbelasting BGT

De BGT beschrijft de eisen bij een situatie die vaker voorkomt dan de norm (dus bij lagere belastingen) Voor de BGT wordt 3 scenario's beschouwd:

1. Inspectie en herstelwerkzaamheden van het waterschap zijn nog net mogelijk
 - a. Maximale golfoverslag van $1,0 \text{ l/s/m}$
 - b. Geen zichtbare verschuivingen of vervormingen
 - c. Verkeersbelasting gelijk aan $8,0 \text{ kN/m}^2$ over een breedte van 2,5 m
2. Gewone gebruik van gronden achter de dijk is nog mogelijk
 - a. Bebouwd gebied: kans van voorkomen van 1/1000 per jaar, golfoverslag leidt niet tot stijging van het oppervlaktewater boven het maaiveld.
 - b. Landelijk gebied: kans van voorkomen 1/25 per jaar, golfoverslag leidt tot een maximale overschrijding van het oppervlaktepeil, ten opzichte van het maaiveld, van 1%.
3. Normaal gebruik van de weg is nog mogelijk.
 - a. Maximale golfoverslag $0,1 \text{ l/s/m}$
 - b. Geen zichtbare verschuiving of vervorming
 - c. Verkeersbelasting gelijk aan verkeersklasse 60 ($15,0 \text{ kN/m}^2$)

Voor deze BGT-scenario's moet worden beoordeeld of ze maatgevend kunnen zijn voor het ontwerp. In dat geval moet de BGT-eis verder worden ingevuld in het ontwerp. Met een eenvoudige benadering wordt beoordeeld of de BGT-eis maatgevend is, zoals bij de bepaling van de terugkeertijd van kleinere overslagdebieten.

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

7.14 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 rivierengebied.

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 CUB.

8.2 Schematiseringsfactor

Bij het beoordelen van primaire waterkeringen conform het WBI2017 wordt geen schematiseringsfactor meer in rekening gebracht. Onzekerheden in de schematisering van de ondergrond zijn verdisconteerd middels scenario's in het WBI-SOS (de stochastische ondergrond schematisatie). Voor het opstellen van een ontwerp is deze methode echter praktisch niet toepasbaar. Daarom dient er voor het ontwerpen een basisschematisatie met een schematiseringsfactor toegepast te worden.

De uitwerking van de schematiseringsfactor per faalmechanisme is opgenomen in de beschrijving van het betreffende faalmechanisme in hoofdstuk 6.

8.3 Onderscheiden grondsoorten

Op basis van de resultaten van het laboratoriumonderzoek [8] zijn voor macrostabiliteit de volgende grondsoorten te onderscheiden.

- Klei, zwaar (volumiek gewicht $> 17,5 \text{ kN/m}^3$)
- Klei, licht (volumiek gewicht $< 17,5 \text{ kN/m}^3$)
- Klei, dijksmateriaal
- Veen
- Zand

De in de strategische nota [2] genoemde grondsoort veen kleiig is binnen CUB niet of nauwelijks aangetroffen.

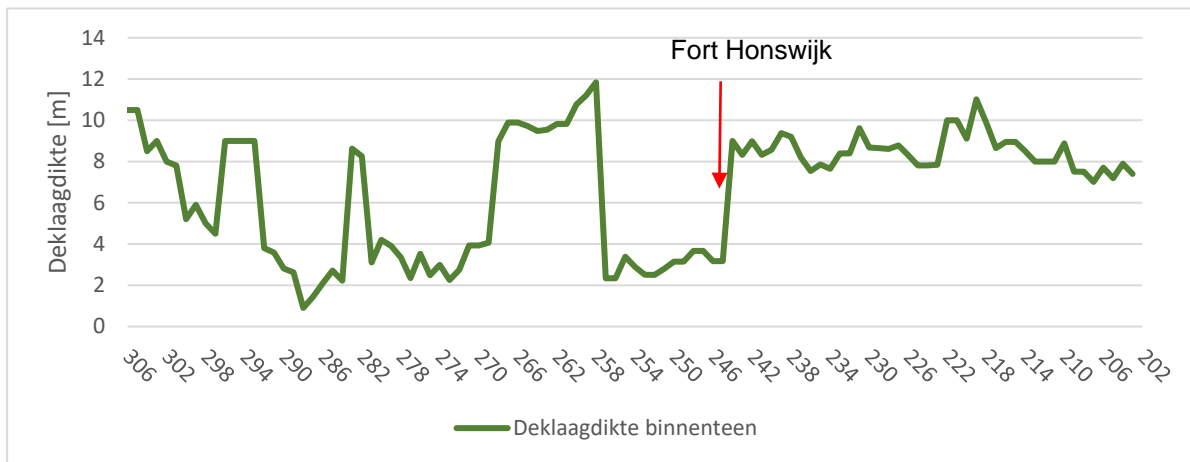
Op basis van de resultaten van het laboratoriumonderzoek [8] zijn voor piping de volgende grondsoorten te onderscheiden.

- Zand tussenlaag (holoceen) (nader opgedeeld op basis van dikte en ligging oost west)
- Zand Pleistoceen

Het onderscheidt 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.

8.4 Dikte deklaag

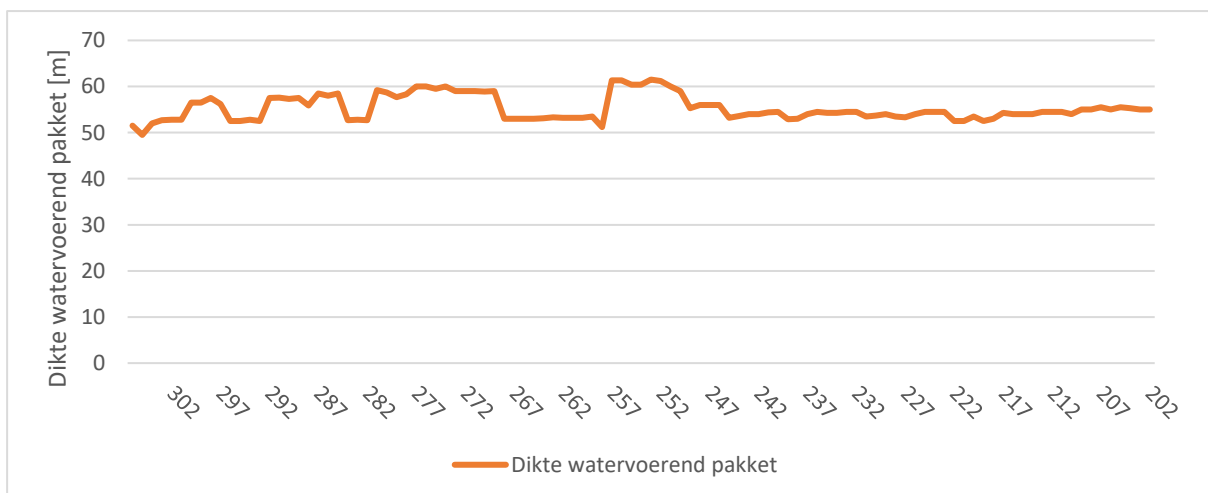
Op basis van het geotechnisch onderzoek van Inpijn-Blokpoel [8] en het geotechnisch onderzoek dat is uitgevoerd door Fugro ten behoeve van het ontwerp van de Beatrixsluis [9] zijn de deklaagdiktes per dijkpaal afgeleid voor de locatie waar opbarsten kan optreden (de binnenteen). De dijk oostelijk van Fort Honswijk wordt gekenmerkt door een dikke deklaag met plaatselijk een omsloten zandtussenlaag. Het gedeelte westelijk van Fort Honswijk wordt gekenmerkt door een tussen dik en dun variërende deklaag, zie figuur 8.1.



Figuur 8.1: Deklaagdiktes in meter per dijkpaal (indicatief per dijkpaal)

8.5 Dikte watervoerend pakket

De dikte van het watervoerend pakket is gelijk aan de diepte van het watervoerend pakket minus de diepte van de onderkant van de deklaag. De diepte van het watervoerend pakket is niet af te leiden uit het geotechnisch lengteprofiel van Inpijn-Blokpoel [8], 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. Voor de diepte is uitgegaan van een uniforme diepte van NAP – 60,0 m. De diepte van de deklaag is bepaald in paragraaf 8.4. De dikte van het watervoerende pakket is per dijkpaal bepaald, zie ook figuur 8.2. Op basis van figuur 8.2 kan worden geconcludeerd dat de dikte van het watervoerende pakket weinig varieert.



Figuur 8.2: Dikte van het watervoerende pakket in meter per dijkpaal (indicatief per dijkpaal)

8.6 Watergangen

Het hydraulisch noodzakelijk profiel is in de legger oppervlaktewateren (LOW) vastgesteld. De LOW is digitaal te raadplegen op de website van HDSR. Met drie parameters wordt het hydraulisch noodzakelijk profiel omschreven.

- De breedte op de waterspiegel

- De minimale waterdiepte
- Theoretische taludhelling

8.7 Geotechnische randvoorwaarden

Van de grondsoorten zoals weergegeven in paragraaf 8.3 zijn diverse grondparameters afgeleid. In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de gehanteerde parameters. Een gedetailleerde uitwerking van de parameters is terug te vinden in de rapportage proevenverzameling CUB [11]. Dit document wordt separaat aan HDSR opgeleverd.

8.7.1 Proevenverzameling sterkteparameters

De grondparameters worden zo specifiek mogelijk voor het deeltraject vastgesteld. Daarom is voor CUB een aparte proevenverzameling ontwikkeld. Hierbij is ook gebruik gemaakt van de kennis ervaringen die zijn opgedaan binnen de andere projecten van Sterkte Lekdijken. Bij ontbreken van voldoende proeven op bepaalde lagen wordt uitgegaan van de proevenverzameling uit de POV Centraal Holland of wordt teruggesproken op de default waarden uit het WBI.

In geval de sterkte wordt bepaald door de effectieve hoek van inwendige wrijving (ϕ') zijn de effectieve cohesie (c') en dilatantiehoek (ψ) respectievelijk 0 kPa en 0° .

Tabel 8-1: Karakteristieke waarden gedraineerde grondparameters

Grondsoort	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c'_{kar} [kPa]	ϕ_{kar} [°]	ψ_{kar} [°]
Ophoogmateriaal zand	18,0	20,0	0,0	31,3 ¹	0,0
Ophoogmateriaal klei	17,0	17,0	0,0	27,0 ²	0,0
Klei dijksmateriaal	18,9	18,9	0,0	30,0	0,0
Zand	18,0	20,0	0,0	31,3 ¹	0,0
Opmerking					
γ_{nat}	Volumiek gewicht van aardvochtige grond				
γ_{sat}	Volumiek gewicht van verzadigde grond				
c'	Cohesie				
ϕ	Hoek van inwendige wrijving				
ψ	Dilatantie hoek				
1)	Gebaseerd op een verwachtingswaarde van 34° , een variatiecoëfficiënt van 0,05 en een lognormale verdeling conform schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15]				
2)	Gebaseerd op een verwachtingswaarde van 32° , een variatiecoëfficiënt van 0,10 en een lognormale verdeling conform schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15]				

Tabel 8-2: Karakteristieke waarden ongedraineerde grondparameters

Grondsoort	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	S_{kar} [-]	m_{kar} [-]
Klei, licht <17,5 kN/m ³	15,5	15,5	0,25	0,86
Klei, zwaar >17,5 kN/m ³	18,4	18,4	0,28	0,86
Veen	11,0	11,0	0,31	0,83
Opmerking				
γ_{nat}	Volumiek gewicht van aardvochtige grond			
γ_{sat}	Volumiek gewicht van verzadigde grond			
S	Ongedraineerde schuifsterkteratio			

m	Sterkte toename exponent
---	--------------------------

8.7.2 Nkt factor

De ongedraineerde schuifsterkte kan uit de sondeerweerstand worden afgeleid middels de Nkt-factor. Hierbij wordt gebruik gemaakt van onderstaande relatie. Vanuit de ongedraineerde schuifsterkte kan vervolgens het overconsolidatieratio OCR en de grensspanning per sondering worden afgeleid. De afleiding hiervan wordt gedaan conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15].

Voor het afleiden van de N_{kt} factor wordt gebruik gemaakt van de door Deltares beschikbaar gestelde CPT-tool (versie 1.2 (rev.355)) en NKT-tool (versie 1.0 (rev.161)). Qua werkwijze worden de volgende stappen doorlopen:

- Bepalen welke mechanische boringen en sonderingen bij elkaar zijn gelegen inclusief controle op onderlinge afstand.
- Aflezen spleetfactor per locatie
- Bepalen (vereenvoudigde) bodemopbouw per locatie
- Bepalen S_u waarde per locatie middels de CPT-tool
- Uitlezen S_u waarde per laboratoriumproef (DSS of triaxiaal)
- Lineaire regressie tussen S_u waarde uit de laboratoriumproeven en q_{net} met behulp van de NKT-tool.

Voor bovenstaande werkzaamheden wordt gebruik gemaakt van onderstaande relaties.

Vergelijking 8.1

$$N_{kt} = \frac{q_{net}}{S_u}$$

Waarin:

N_{kt}	Emperisch bepaalde conusfactor.
q_{net}	Aan waterspanningen en totaalspanningen gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus. [kN/m ²]
S_u	Ongedraineerde schuifsterkte uit triaxiaal- (klei) of DSS proeven geconsolideerd bij de in situ verticale effectieve spanning [kN/m ²]

q_{net} kan worden bepaald middels onderstaande formule:

Vergelijking 8.2

$$q_{net} = q_t - q_{vi} \text{ en } q_t = q_c + U_2 (1 - a)$$

Waarin:

q_{net}	Aan waterspanningen en totaalspanningen gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus. [kN/m ²]
q_t	Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus. [kN/m ²]
q_{vi}	In situ verticale totaalspanning [kN/m ²]
q_c	Gemetene conusweerstand [kN/m ²]
U_2	Met de piëzoconus gemeten waterspanning [kN/m ²]
a	Relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter, ook wel spleetfactor genoemd.

Tabel 8-3: Resultaten afleiding N_{kt} factor per grondsoort [11]t

Grondsoort	N_{kt}	$N_{kt;VC}$
Klei zwaar	14,3	0,19
Klei licht	15,1	0,23
Veen	19,8	0,17

8.7.3 Zettingsparameters

Per geclassificeerde cohesieve grondsoort zijn op basis van de samendrukkingsproeven de zettingsparameters afgeleid. Hierbij is gebruik gemaakt van het abc- isotachen model. De in tabel 8-4 gepresenteerde parameters zijn gemiddelde waarden van de proefresultaten. Grensspanning wordt afgeleid conform de methode uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [15].

Tabel 8-4: Zettingsparameters per grondsoort conform het abc- isotachen model [11]

Grondsoort	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	a [-]	b [-]	c [-]	C_v [m/s ²]
Klei, licht <17,5 kN/m ³	15,5	15,5	0,013	0,134	0,004	1,38E-07
Klei, zwaar >17,5 kN/m ³	18,4	18,4	0,008	0,066	0,002	6,62E-07
Klei dijksmateriaal	18,9	18,9	0,003	0,06	0,003	3,5 ^F E-08
Veen	11,0	11,0	0,041	0,28	0,016	4,41E-07

8.7.4 D70 watervoerend zandpakket

De korrelgrootte is bepaald op basis van de proevenverzameling van het grondonderzoek van Inpijn-Blokpoel [8]. De korrelgrootte is afgeleid op locaties met een dunne deklaag, een dikke deklaag en voor dikke en dunne zandtussenlagen. In de analyse van de korrelgrootte zijn de zandmonsters die dicht (< 2 m) onder deklaag zijn gelegen meegenomen, aangezien hier piping zal optreden. In onderstaande tabel zijn de resultaten van deze analyse samengevat. De daadwerkelijke analyse is terug te vinden in [11].

Tabel 8-5: Korrelgrootte (D70) voor de verschillende zandlagen [11]

Zandlaag	Kenmerk	Dijkpaal [nr]	D70 [μm]
Watervoerend pakket ondiep	Onderkant deklaag tussen +1 en -3 m NAP	202-306	258
Watervoerend pakket diep	Onderkant deklaag tussen -3 en -8 m NAP	202-306	271
Dunne tussenzandlaag oost	Laagdikte ≤ 1,5 m	202-240	234
Dunne tussenzandlaag west	Laagdikte ≤ 1,5 m	240-300	382
Dikke tussenzandlaag	Laagdikte > 1,5 m	202-306	280

8.7.5 Doorlatendheid watervoerend zandpakket

De doorlatendheid en de dikte van het zandpakket zijn bepaald in de Detailtoetsing A-Keringen van de Nederrijn en de Lekdijk [10]. Deze parameters worden lokaal aangescherpt op basis van:

- Standaardwaarden uit het WBI SOS.
- Aanvullend is grondonderzoek uitgevoerd middels HPT-sonderingen [8] en Constant Head proeven. Op basis van dit onderzoek wordt een veilige ontwerpwaarde afgeleid. Met deze ontwerpwaarde wordt de proevenverzameling nader aangescherpt.
- Analyse van de aanvullende peilbuismetingen waarin dempingsfactor wordt afgeleid.

Als onderdeel van het grondonderzoek [8] zijn HPT sonderingen in combinatie met slugtesten en grote pompproeven uitgevoerd langs het gehele traject van de Sterke Lekdijk. Op basis van de hieruit verkregen informatie kan een verantwoorde ontwerpparameter worden afgeleid. Voor de afleiding van deze parameter zal gebruik worden gemaakt van de werkwijzer uit de memo "Aanpak afleiden verantwoorde ontwerpparameter doorlatendheid o.b.v. HPT resultaten" [36].

Parallel aan het reguliere verkenningspoort wordt onderzoek verricht naar de doorlatendheid en de anisotropie middels HPT-(A)MPT onderzoek. De resultaten van dit onderzoek zullen in een later stadium in dit project worden ingebracht.

8.7.6 Geotechnisch lengteprofiel

Als onderdeel van het geotechnisch onderzoek [8] zijn lengteprofielen opgesteld van het voorland, de kruin en het achterland. Deze profielen zullen worden gebruikt bij het schematiseren van de bodemopbouw.

9 Overige uitgangspunten

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, hoe lang 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.

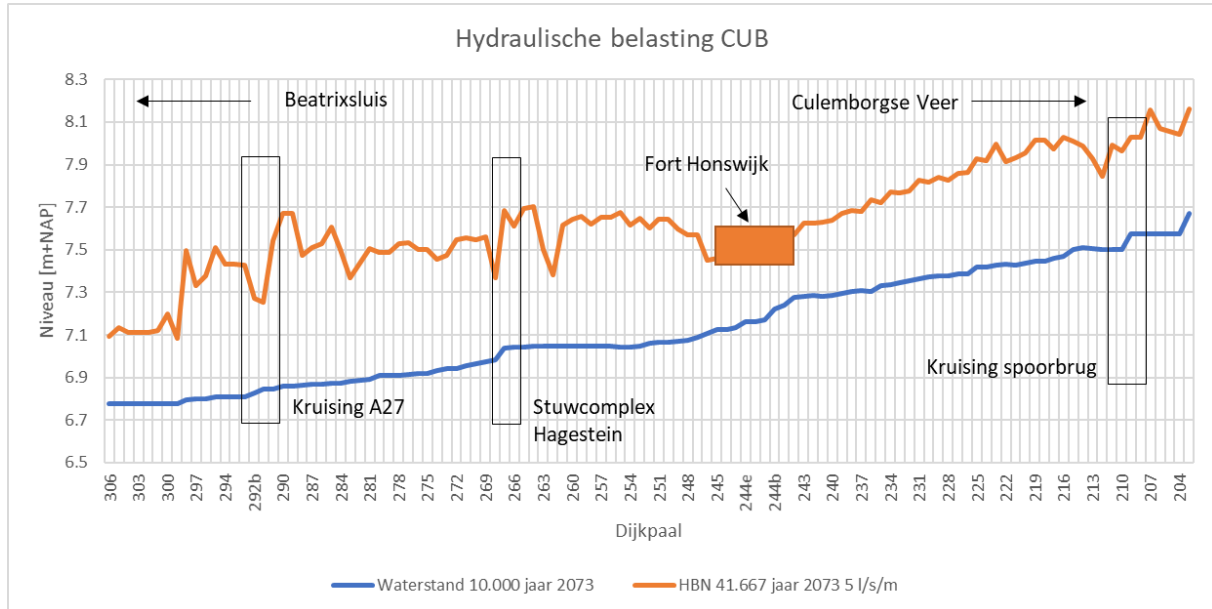
Bij het verplaatsen van kabels en leidingen, maar ook van andere niet waterkerende objecten, is het uitgangspunt, dat rekening wordt gehouden met de ruimte die nodig is voor toekomstige dijkversterkingen. Zo wordt voorkomen dat deze bij een volgende dijkversterking opnieuw een belemmering vormen. Het 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.

Referenties

- [1] „Integrale Nota van Uitgangspunten,” Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, Referentie: SLD-RHD-TM-CUB-RP-TM-0012, 2019.
- [2] „Strategische Nota van Uitgangspunten Sterke Lekdijk,” Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, Referentie: 1497540-v2, 27 juni 2019.
- [3] „Plan van aanpakverkenningfase project dijkversterking Culemborgse veer - Beatrixsluis,” Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, versie 1.0, 20 maart 2019.
- [4] „Handreiking onwerpen met overstromingskansen,” Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, Versie: OI2014v4, December 2016.
- [5] „Basisspecificatie primaire waterkering,” Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, Referentie: 1561757, 12 september 2019.
- [6] „Bundeling veiligheidsopgave, Dijkversterking Culemborgse Veer - Beatrixsluis,” Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, Referentie: BF5981-RHD-ZZ-XX-RP-Z-0001, 12 juli 2019.
- [7] „Toelichting Peilbesluit Eiland van Schalkwijk,” Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, 484666, 2012.
- [8] „Grondonderzoek Sterke Lekdijk Culemborgse Veer - Beatrixsluis (CUB),” Wiertsema-Inpijn-Blokpeol V.O.F., Referentie 02p011039-03, 19 juli 2019.
- [9] „Geotechnisch onderzoek verlegging waterkering ten westen van de Prinses Beatrixsluizen te Nieuwegein,” Wiertsema & Partners, Referentie: VN-56915-1, 7 februari 2013.
- [10] Detailtoetsing A-keringen van de Nederrijn- en Lekdijk, Eindrapportage ten behoeve van Dijkversterking Centraal Holland, 23-12-2015.
- [11] „Proevenverzameling CUB,” Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, referentie: SLD-RHD-TM-CUB-NA-TM-0109, november 2019.
- [12] „Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen,” Ministerie van infrastructuur en Milieu, maart 2012.
- [13] „Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken,” Technisch Adviescomisie voor de Waterkeringen, ISBN-90-369-5565-3, 1 september 2004.
- [14] „Schematiseringshandleiding piping,” Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2 januari 2017.
- [15] „Schematiseringshandleiding macrostabiliteit,” Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016.
- [16] *Factsheet: Korte toelichting op schematiseringsonzekerheid*, Kennisplatform Risicobenadering, 26 juni 2017.
- [17] „Factsheet: Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag,” Kennisplatform Risicobenadering, 8 maart 2018.
- [18] *Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit*, Kennisplatform Risicobenadering, 19 januari 2017.
- [19] „Schematiseringshandleiding grasbekleding,” Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 17 april 2018.
- [20] „Schematiseringshandleiding steenzetting,” Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016.
- [21] „Reststerkte bij erosie buitentalud,” Waterschap Vallei en Veluwe, Referentie: 17M3041-R-013-v05, 4 september 2019.

- [22] „The Rock Manual, the use of rock in hydraulic engineering (2nd edition),” CIRIA, CUR, CETMEF, ISBN: 978-0-86017-683-1, 2007.
- [23] „Schematiseringshandleiding microstabiliteit,” Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016.
- [24] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en veiligheid, 2017.
- [25] „Stabiliteitsverhogende Langsconstructies,” POV Macrostabiliteit, Referentie: Deltares nummer 11200328-002-GEO-0017 versie 1.1, oktober 2019.
- [26] „Rekentechnieken - EEM toepassing binnen het ontwerp,” POV Macrostabiliteit, versie: 1,1, juli 2019.
- [27] Leidraad Kunstwerken, TAW, 2003.
- [28] „NEN 9997-1, Geotechnisch ontwerp van constructies,” Nederlands normalisatie-instituut, Referentie: ICS 91.080.01; 93.020, december 2011.
- [29] „CUR 166 damwandconstructies (deel 1 en 2) 6e druk,” CROW kennisplatform, juli 2012.
- [30] „Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4,” KPR, Factsheet, 8 maart 2018.
- [31] „Rekenrecept afleiden ontwerpvoorwaarden Bovenrivieren Rijntakken met Hydra-NL (traject 44),” Deltares, 11200575-011-GEO-0005, 14 september 2017.
- [32] „Technisch rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied,” Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Expertise Netwerk Waterkeren, ISBN: 978-90-369-1409-3, juli 2007.
- [33] „Tienjarig overzicht 1981-1990,” RWS , RIKZ, 1994.
- [34] „EurOtop, Manual on wave overtopping of sea defences and related structures, An overtopping manual largely based on European research, but with worldwide application.,” Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B, 2018.
- [35] „Technisch rapport waterkerende grondconstructies, geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden,” Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, ISBN: 90-369-3776-0, juni 2001.
- [36] „Aanpak afleiden verantwoorde ontwerpparameter doorlatendheid o.b.v. HPT resultaten,” Fugro, Referentie: 1217-004-003.M01, mei 2019.
- [37] „Haalbaarheid Satellietmetingen Zetting Lekdijk en omgeving (paragraaf 3.2),” Sensor, Juni 2018.
- [38] „Aanpak afleiden verantwoorde ontwerpparameter doorlatendheid o.b.v. HPT resultaten,” Fugro, Referentie: 1217-0043-000.M01, mei 2019.

Bijlage A: Hydraulische randvoorwaarden



Hydra_loc	X Hydra	Y Hydra	Dpa_loc	WS_2073_10	HBN_2073_4
LE_1_44-1_dk_00230	135893	447132	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.776	7.091
LE_1_44-1_dk_00229	135870	447031	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.777	7.133
LE_1_44-1_dk_00228	135852	446929	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.777	7.112
LE_1_44-1_dk_00227	135841	446853	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.777	7.11
LE_1_44-1_dk_00226	135782	446750	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.777	7.111
LE_1_44-1_dk_00225_01	135770	446660	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.777	7.121
LE_1_44-1_dk_00225	135708	446572	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.777	7.2
LE_1_44-1_dk_00224	135693	446472	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.776	7.083
LE_1_44-1_dk_00222	135806	446322	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.795	7.497
LE_1_44-1_dk_00221	135894	446306	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.8	7.332
LE_1_44-1_dk_00220	135981	446287	Dkr 44 Lek km 949-950 Loc 7_135830_446748	6.801	7.379
LE_1_44-1_dk_00219	136117	446273	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.807	7.511
LE_1_44-1_dk_00218	136202	446244	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.807	7.432
LE_1_44-1_dk_00218	136202	446244	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.807	7.432
LE_1_44-1_dk_00217	136228	446187	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.807	7.426
LE_1_44-1_dk_00215	136379	446101	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.826	7.274
LE_1_44-1_dk_00214	136456	446160	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.847	7.253
LE_1_44-1_dk_00213	136518	446186	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.847	7.542
LE_1_44-1_dk_00212	136631	446121	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.857	7.671
LE_1_44-1_dk_00212	136631	446121	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.857	7.671
LE_1_44-1_dk_00211	136704	446074	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.862	7.472
LE_1_44-1_dk_00210	136792	446041	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.867	7.512
LE_1_44-1_dk_00209	136862	445983	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.867	7.53
LE_1_44-1_dk_00208	136928	445927	Dkr 44 Lek km 948-949 Loc 6_136594_446181	6.873	7.606
LE_1_44-1_dk_00207	137011	445827	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.875	7.501
LE_1_44-1_dk_00206	137077	445768	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.884	7.367

Hydra_loc	X_Hydra	Y_Hydra	Dpa_loc	WS_2073_10	HBN_2073_4
LE_1_44-1_dk_00205	137141	445706	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.885	7.437
LE_1_44-1_dk_00204	137228	445662	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.891	7.505
LE_1_44-1_dk_00202	137439	445595	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.908	7.489
LE_1_44-1_dk_00202	137439	445595	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.908	7.489
LE_1_44-1_dk_00201	137515	445542	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.911	7.53
LE_1_44-1_dk_00200	137610	445511	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.914	7.531
LE_1_44-1_dk_00198	137786	445473	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.917	7.503
LE_1_44-1_dk_00198	137786	445473	Dkr 44 Lek km 947-948 Loc 8_137407_445645	6.917	7.503
LE_1_44-1_dk_00197	137886	445433	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	6.931	7.456
LE_1_44-1_dk_00196	137961	445378	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	6.941	7.474
LE_1_44-1_dk_00195	138034	445326	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	6.941	7.549
LE_1_44-1_dk_00194	138158	445258	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	6.956	7.554
LE_1_44-1_dk_00193	138210	445186	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	6.965	7.546
LE_1_44-1_dk_00192	138261	445114	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	6.975	7.562
LE_1_44-1_dk_00191	138334	445062	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	6.985	7.366
LE_1_44-1_dk_00190	138427	444975	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	7.039	7.684
LE_1_44-1_dk_00189	138497	444920	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 11_138196_445258	7.042	7.609
LE_1_44-1_dk_00188	138543	444849	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.044	7.692
LE_1_44-1_dk_00187	138583	444730	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.702
LE_1_44-1_dk_00186	138651	444676	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.501
LE_1_44-1_dk_00185	138670	444591	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.383
LE_1_44-1_dk_00184	138689	444507	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.616
LE_1_44-1_dk_00183	138707	444423	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.645
LE_1_44-1_dk_00182	138748	444308	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.655
LE_1_44-1_dk_00181	138768	444224	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.619
LE_1_44-1_dk_00180	138814	444105	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.652
LE_1_44-1_dk_00180	138814	444105	Dkr 44 Lek km 946-947 Loc 1_138724_444485	7.045	7.652
LE_1_44-1_dk_00179	138811	444005	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.042	7.674
LE_1_44-1_dk_00177	138778	443836	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.041	7.617
LE_1_44-1_dk_00176	138799	443749	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.048	7.648
LE_1_44-1_dk_00175	138839	443631	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.062	7.6
LE_1_44-1_dk_00174	138855	443553	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.065	7.643
LE_1_44-1_dk_00174	138855	443553	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.065	7.643
LE_1_44-1_dk_00172	138840	443339	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.072	7.597
LE_1_44-1_dk_00171	138861	443275	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.075	7.568
LE_1_44-1_dk_00170	138869	443162	Dkr 44 Lek km 945-946 Loc 2_138883_443550	7.087	7.569
LE_1_44-1_dk_00169	138902	443068	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.106	7.453
LE_1_44-1_dk_00168	138962	442989	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.126	7.458
LE_1_44-1_dk_00168	138962	442989	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.126	
LE_1_44-1_dk_00167	139017	442898	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.135	
LE_1_44-1_dk_00165	139087	442748	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.161	
LE_1_44-1_dk_00165	139087	442748	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.161	
LE_1_44-1_dk_00164	139130	442672	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.171	
LE_1_44-1_dk_00163	139246	442656	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.221	
LE_1_44-1_dk_00162	139310	442726	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.241	
LE_1_44-1_dk_00161	139389	442745	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.275	7.571
LE_1_44-1_dk_00160	139495	442742	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.279	7.624
LE_1_44-1_dk_00159	139604	442746	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.286	7.623

Hydra_loc	X_Hydra	Y_Hydra	Dpa_loc	WS_2073_10	HBN_2073_4
LE_1_44-1_dk_00158	139670	442692	Dkr 44 Lek km 944-945 Loc 2_139246_442754	7.281	7.628
LE_1_44-1_dk_00157	139775	442616	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.286	7.638
LE_1_44-1_dk_00156	139851	442587	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.296	7.672
LE_1_44-1_dk_00155	139930	442577	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.303	7.685
LE_1_44-1_dk_00154	140055	442577	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.31	7.68
LE_1_44-1_dk_00153	140130	442524	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.306	7.733
LE_1_44-1_dk_00152	140252	442496	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.333	7.721
LE_1_44-1_dk_00151	140333	442472	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.338	7.773
LE_1_44-1_dk_00150	140413	442445	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.346	7.765
LE_1_44-1_dk_00149	140538	442415	Dkr 44 Lek km 943-944 Loc 3_140091_442591	7.356	7.777
LE_1_44-1_dk_00148	140622	442397	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.362	7.827
LE_1_44-1_dk_00147	140716	442394	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.372	7.816
LE_1_44-1_dk_00146	140800	442370	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.377	7.842
LE_1_44-1_dk_00145	140908	442305	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.378	7.828
LE_1_44-1_dk_00144	140989	442278	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.385	7.857
LE_1_44-1_dk_00143	141105	442229	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.387	7.864
LE_1_44-1_dk_00142	141199	442223	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.417	7.926
LE_1_44-1_dk_00141	141278	442201	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.417	7.917
LE_1_44-1_dk_00140	141389	442159	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.427	7.995
LE_1_44-1_dk_00139	141479	442163	Dkr 44 Lek km 942-943 Loc 3_141038_442290	7.432	7.914
LE_1_44-1_dk_00138	141568	442108	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.43	7.931
LE_1_44-1_dk_00137	141655	442059	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.439	7.956
LE_1_44-1_dk_00136	141740	442016	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.444	8.014
LE_1_44-1_dk_00136	141740	442016	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.444	8.014
LE_1_44-1_dk_00134	141896	441900	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.459	7.973
LE_1_44-1_dk_00133	141980	441851	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.469	8.029
LE_1_44-1_dk_00132	142101	441826	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.499	8.008
LE_1_44-1_dk_00131	142193	441864	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.509	7.986
LE_1_44-1_dk_00130	142275	441912	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.507	7.929
LE_1_44-1_dk_00129	142371	441944	Dkr 44 Lek km 941-942 Loc 2_141942_441915	7.499	7.843
LE_1_44-1_dk_00128	142456	441982	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.499	7.99
LE_1_44-1_dk_00127	142561	442006	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.499	7.963
LE_1_44-1_dk_00121	142766	442021	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.573	8.028
LE_1_44-1_dk_00121	142766	442021	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.573	8.028
LE_1_44-1_dk_00120	142868	442039	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.573	8.159
LE_1_44-1_dk_00119	142944	442016	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.573	8.071
LE_1_44-1_dk_00118	143050	442084	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.574	8.055
LE_1_44-1_dk_00117	143137	442079	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.573	8.041
LE_1_44-1_dk_00116	143237	442124	Dkr 44 Lek km 939-940 Loc 5_142890_442070	7.669	8.162

Bijlage B: Onderbouwing dijkvakindeling

