



POV
K&L

Faalkansanalyse bij dijkontwerp Zeeburgereiland met parallelle waterleiding

Eerste toepassing van
het Veiligheidsraamwerk
Kabels & Leidingen

**Vastgesteld door de stuurgroep POV Kabels & Leidingen
11 september 2018**

**Vastgesteld door de
stuurgroep Project Overstijgende Verkenning
Kabels & Leidingen (POV K&L)
op dinsdag 11 september 2018**

Marcel Houtzager | Hoogheemraadschap van Delfland, *voorzitter*

Rein Dupont | Waterschap Limburg

Leo van Gelder | Waterschap Hollandse Delta

Goos den Hartog | Waterschap Rivierenland

Adri Bom-Lemstra | Provincie Zuid-Holland, *namens IPO*

Joke Cuperus | PWN

Han Slootweg | Platform Netbeheerders

Erik Wagener | Hoogwaterbeschermingsprogramma, *agendalid*

Aldus getekend, namens de stuurgroep POV K&L,



Marcel Houtzager, voorzitter

Faalkansanalyse bij dijkontwerp Zeeburgereiland met parallelle waterleiding

POV Kabels & Leidingen



Faalkansanalyse bij dijkontwerp Zeeburgereiland met parallelle waterleiding

POV Kabels & Leidingen

dr. ir. Timo Schweckendiek
ir. Anton van der Meer

11202871-002

Titel

Faalkansanalyse bij dijkontwerp Zeeburgereiland met parallelle waterleiding

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Hoogheemraadschap van Delfland	11202871-002	11202871-002-GEO-0001	72

Trefwoorden




dijkveiligheid, faalkans, waterleiding, macrostabiliteit, integrale faalkansanalyse

Samenvatting

Zie hoofdstuk 'Samenvatting'.

Referenties

Zie hoofdstuk 'Referenties'.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
01	juli 2018	dr. ir. T. Schweckendiek		dr. H.M.G. Kruse		dr.ir. M.S. Sule	
02	sept 2018	dr. ir. T. Schweckendiek		dr. H.M.G. Kruse		ir. drs. J. van Ruiven	

Status

definitief

Kwaliteitsborging

Dit document is naast de interne kwaliteitsborging van Deltares gereviewed door vertegenwoordigers van het projectteam POV K&L (Harry Schelfhout, dagelijkse begeleiding) en twee externe kwaliteitsborgers van de POV K&L (Gert Dijkstra en Lambert Vendrik). De daaruit voortvloeiende opmerkingen zijn in dit document verwerkt.

Inhoud

Samenvatting

Afkortingen en symbolen

1	Introductie	1
1.1	Doelstelling	1
1.2	Dijkverlegging project Zeeburgereiland	2
1.3	Inkadering onderzoeksvraag.	4
1.4	Aanpak	4
1.5	Leeswijzer	5
2	Methodiek en uitgangspunten	6
2.1	Normatieve kaders (WBI en NEN 3650 serie)	6
2.2	Veiligheidsraamwerk	6
2.3	Relevante faalmechanismen	8
2.4	Faalkanseisen	8
2.5	Belangrijke Uitgangspunten	9
2.5.1	Locatie en dwarsprofielen	9
2.5.2	Waterleiding en faalscenario's	10
2.5.3	Faaldefinitie en reststerkte	10
2.5.4	Schematiseringsfactor	10
2.5.5	Zichtjaar	11
2.5.6	Andere leidingen	11
3	Klassieke ontwerpberekeningen	12
3.1	Sluipend lek en erosiekrater bij gapend lek	12
3.2	Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)	12
3.3	Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts (STBI & STBU)	13
3.4	Samenvatting ontwerpberekeningen	14
4	Toepassing WBI veiligheidsraamwerk met semi-probabilistische benaderingen	16
4.1	Gebeurtenissenbomen	16
4.1.1	Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)	16
4.1.2	Macro-instabiliteit (STBI & STBU)	17
4.2	Faalkans leiding	18
4.3	Hydraulische belasting vóór herstel	19
4.4	Falen waterkering	19
4.4.1	Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud	19
4.4.2	Macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI) en buitenwaarts (STBU)	19
4.4.3	Direct falen door 'grote krater'	21
4.5	Resultaat integrale beschouwing met semi-probabilistische benaderingen	22
4.5.1	Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)	22
4.5.2	Macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU DWP5)	23
4.6	Samenvatting	23

5	Verdiepende faalkansanalyses	25
5.1	Macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU) voor DWP5	25
5.1.1	Sluipend lek	25
5.1.2	Gapend lek	26
5.1.3	Aangepaste gebeurtenissenboom	26
5.2	Afmetingen erosiekrater	27
5.2.1	Realistische gat-diameter	27
5.2.2	Aangepaste faalkans STBU en gebeurtenissenbomen	29
6	Conclusies en aanbevelingen	31
6.1	Conclusies	31
6.1.1	Veiligheidsoordeel Zeeburgereiland	31
6.1.2	Toepasbaarheid van het veiligheidsraamwerk	32
6.2	Aanbevelingen	33

Referenties

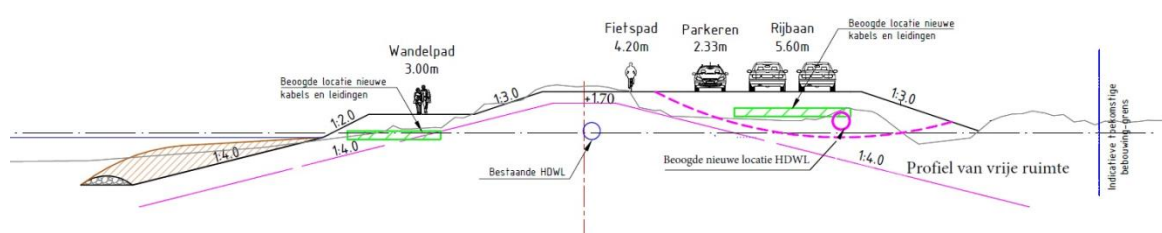
Bijagen

A	Faalkanseisen per faalmechanisme
B	Faalkans leidingen
C	Afmetingen erosiekrater
D	Hydraulische belasting
E	Kans op hoogwater vóór herstel
F	Semi-probabilistische stabiliteitsanalyses
G	Volledig probabilistische faalkansanalyse STBU voor DWP5
H	Gebeurtenissenbomen met resultaten

Samenvatting

Inleiding

De POV Kabels en Leidingen (POV K&L) wordt uitgevoerd binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) met als belangrijkste doel om de risico's van kabels en leidingen bij dijkversterkingsprojecten te minimaliseren. De POV K&L heeft aan Deltares gevraagd om onderzoek te doen naar de toepassing van een integrale faalkansanalyse van de waterveiligheid voor het referentieproject dijkversterking Zeeburgereiland. Het referentieproject betreft een ontwerp van een multifunctionele primaire waterkering met ter plaatse van de binnenkruin aan te leggen parallelle leidingen (zie illustratieve Figuur S.1).



Figuur S.1 Principe-dwarsdoorsnede dijkversterking Zeeburgereiland, inclusief aanduidingen locaties bestaande en nieuwe waterleidingen (HDWL).

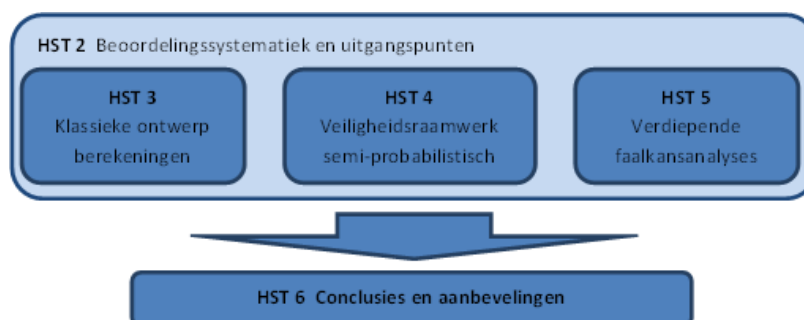
Doelstelling

De doelstelling van dit onderzoek was twee-ledig:

- 1 Aantonen dat het dijkversterkingsontwerp van het referentieproject inclusief waterleiding al dan niet aan de eisen van de Waterwet voldoet;
- 2 Demonstreren en testen van de toepasbaarheid van de systematiek in het recent opgeleverde WBI-veiligheidsraamwerk voor kabels en leidingen in een waterkering.

Aanpak

In deze studie is van grof naar fijn gewerkt om de veiligheid van het dijkversterkingsontwerp met waterleiding (zonder constructieve voorzieningen zoals damwanden) te beoordelen. Hiervoor zijn als eerst klassieke ontwerpberekeningen voor de waterkering gemaakt en vervolgens is een integrale faalkansanalyse uitgevoerd, gebruik makend van de systematiek in het door WBI voorgestelde veiligheidsraamwerk (tweede stap). Het veiligheidsraamwerk is hierbij in eerste instantie ingevuld met conservatieve uitgangspunten. Vervolgens zijn voor kritieke onderdelen in het raamwerk verdiepende faalkansanalyses voor de waterkering uitgevoerd in de derde stap. (zie Figuur S.2 voor een overzicht).



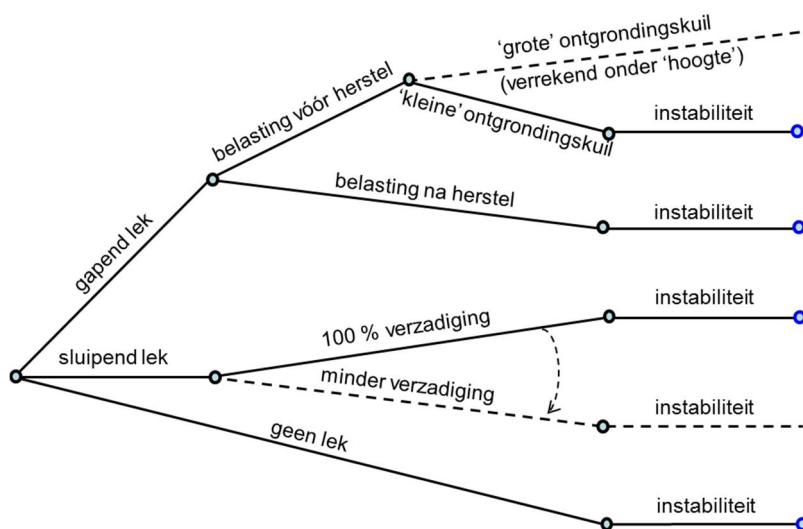
Figuur S.2 Structuur hoofdrapport ter illustratie van de gevolgde aanpak

De analyses zijn uitgevoerd voor de faalmechanismen die relevant zijn voor de situatie van de waterkering bij Zeeburgereiland, namelijk golfoverslag en erosie kruin/binnentalud, en macro-instabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts.

Resultaten

In de klassieke ontwerpberekeningen (eerste stap) kon de veiligheid van het dijkontwerp inclusief de waterleiding niet worden aangetoond. Met name de buitenwaartse stabiliteit bij aanwezigheid van een erosiekrater als gevolg van een gapend lek in de waterleiding bleek niet voldoende in de berekeningen. De beperking van de klassieke ontwerpberekeningen is dat de aanwezigheid van de schade door een gefaalde leiding (sluipend of gapend lek) wordt verondersteld, zonder rekening te houden met de kans op voorkomen van een dergelijk lek.

Deze beperkingen van de klassieke ontwerpberekeningen konden worden weggenomen met een integrale (faalkans)analyse (tweede stap), zoals in generieke vorm voorgesteld in de systematiek in het WBI veiligheidsraamwerk (Deltares, 2018). Hiervoor zijn gebeurtenissenbomen opgesteld per faalmechanisme van de waterkering, zie bijvoorbeeld hieronder in Figuur S.3 de gebeurtenissenboom voor macro-instabiliteit (binnenwaarts en buitenwaarts).

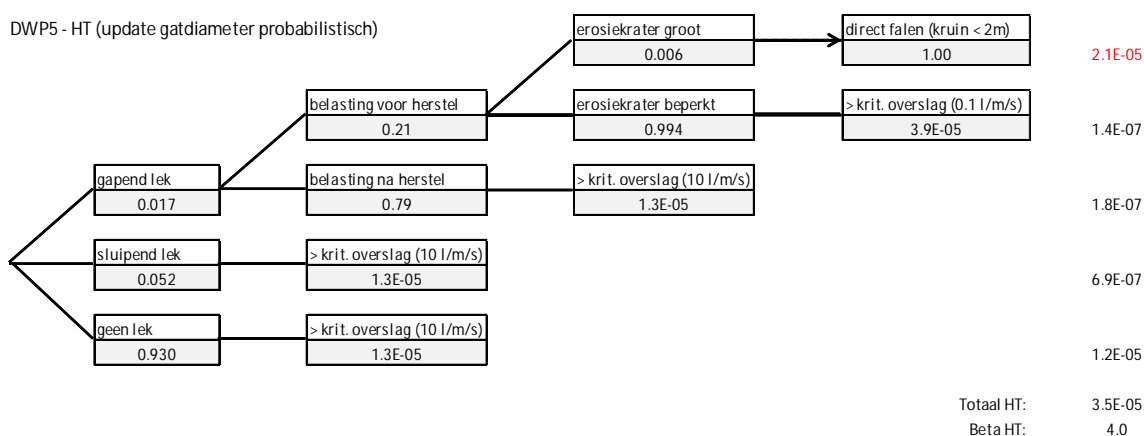


Figuur S.3 Gebeurtenissenboom (faalpaden) voor macrostabiliteit (STBI & STBU)

In de gebeurtenissenboom worden alle relevante faalpaden afgebeeld. Ook met gelijktijdigheid, wordt rekening gehouden (bijvoorbeeld met het optreden van een hydraulische belasting in de periode tussen een door falen van de leiding beschadigde dijk en het herstel daarvan).

Invullen van de dealkansen in de gebeurtenissenbomen, inclusief nadere faalkansanalyses op kritieke onderdelen (derde stap) heeft uiteindelijk geleid tot totale faalkansen per faalmechanisme. Hierin is de invloed van leiding falen meegenomen. Als voorbeeld is hieronder in Figuur S.4 de gebeurtenissenboom voor buitenwaartse macro-instabiliteit (STBU) voor dwarsprofiel 5 afgebeeld. Dit is de meest kritieke gebeurtenissen boom (kleinste marge t.o.v. de faalkanseis) De berekende betrouwbaarheidsindex van 3.8 (op jaarbasis) voldoet aan de vereiste waarde van 3.5, waarmee de veiligheid voor dit faalmechanisme is aangetoond.

Ook de andere gebeurtenissenbomen voor de overige faalmechanismen voldoen aan de veiligheidseisen (met grotere marges).



Figuur S.4 Gebeurtenissenboom DWP5 macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), resultaten

Conclusie veiligheidsoordeel

De integrale faalkansanalyses voor het referentieproject Zeeburgereiland hebben tot het eindoordeel geleid dat het ontwerp van de waterkering, inclusief de lagedruk parallelle waterleiding ter plaatse van de binnenkruinlijn voldoet aan de faalkanseisen op basis van overstromingskansen. Opgemerkt wordt dat de resultaten specifiek voor dit project zijn vastgesteld en niet zonder meer kunnen worden toegepast bij andere waterkeringen en leidingen.

Voor de waterleiding zelf zijn voor het referentieproject Zeeburgereiland geen verdiepende faalkansanalyses uitgevoerd, maar is uitgegaan van conservatieve schattingen van de totale faalkans en van het optreden van de faalscenario's sluipend lek en gapend lek.

Deze benadering is voor de beschouwing van de waterveiligheid acceptabel, omdat met deze uitgangspunten kon worden voldaan aan de veiligheidseisen voor de waterkering. Ook is er nog geen uitgewerkte rekenmethodiek voor faalkansen van leidingen in waterkeringen beschikbaar.

Voor de volledigheid dient te worden opgemerkt dat de in dit rapport beschreven oplossing alleen toelaatbaar is indien wordt voldaan aan de eisen conform NEN3650/NEN3651:

- De leiding ligt in langsricting in het dijklichaam. Er dient een onderbouwing te komen van deze ligging vanwege zwaarwegende planologische redenen.
- Het nog te maken detailontwerp en de bijbehorende sterkteberekening van de leiding moet voldoen aan NEN 3650/NEN 3651. Het volledige leidingtraject binnen de veiligheidszones van de waterkering behoort hierin worden meegenomen. In de sterkteberekening dienen alle relevante leidingsecties en alle belastingen die tijdens de verwachte levensduur van de leiding kunnen optreden, te worden onderzocht.
- Aanbevolen wordt, te onderzoeken of een ligging van de waterleiding naast, in plaats van onder de verkeersweg mogelijk is (dit vanuit het oogpunt van onderhoud en verkeersveiligheid).
- Er dient te worden nagegaan of de daadwerkelijk gerealiseerde pompkromme voldoet aan de aanname met de nu gebruikte 'virtuele' pompkromme voor de nog aan te leggen leiding.
- De leiding ligt in een K&L-strook. Er dient te worden onderzocht of de wederzijdse beïnvloeding van de leidingen optreedt conform de aannames in dit rapport en volgens NEN 3654.

Aan de gemeente Amsterdam wordt aanbevolen om erop toe te zien dat aan bovenstaande eisen wordt voldaan in het vervolgtraject voor Zeeburgereiland.

Conclusie en aanbevelingen veiligheidsraamwerk

De specifieke toepassing van de systematiek in het generieke WBI veiligheidsraamwerk voor dit referentieproject is goed mogelijk gebleken. De invulling van de faalpaden in de gebeurtenissenbomen van de faalmechanismen heeft voor toepassing van vernieuwende elementen gezorgd. Zo is onder andere ook het mogelijk optreden van een sluipend lek beschouwd.

De opgedane inzichten en de gevolgde methodiek van grof naar fijn kunnen dienen als vertrekpunt voor verdere toepassing bij andere referentieprojecten. Vervolgens kan deze studie handvaten geven voor het door POV K&L op te stellen 'Handelingsperspectief veiligheidsrisico', om de veiligheid van waterkeringen, inclusief het effect van potentieel lekkende leidingen in en nabij waterkeringen adequaat te kunnen beoordelen.

Voor vervolprojecten en doorontwikkeling van de methodiek worden in het rapport diverse aanbevelingen gedaan, bijvoorbeeld nader onderzoek naar:

- faalkansen van leidingen
- het effect van hoogwater-gerelateerde vervormingen op leidingen
- het effect van een sluipend lek op de waterspanningen in dijken
- het integreren van monitoring en beheersmaatregelen

De ontwikkelde methodiek zal in meerdere referentieprojecten van de POV K&L worden toegepast zodat ook ervaring wordt opgedaan met kruisende leidingen, andere typen leidingen en andere typen waterkeringen.

Afkortingen en symbolen

β	Betrouwbaarheidsindex (maat voor de faalkans, op jaarbasis)
Bevi	Handleiding Risicoberekeningen Bevi (opgesteld door RIVM)
HT	Faalmechanisme hoogte (overloop en golfoverslag, erosie kruin en binnentalud)
HWBP	Hoogwaterbeschermingsprogramma
NEN	Nederlandse Norm
NPR	Nederlandse Praktijkrichtlijn
OI	Ontwerpinstrumentarium (regelwerk voor ontwerpen van waterkeringen)
Pf	Faalkans (per jaar)
POV	Projectoverstijgende verkenning (HWBP)
POV-KL	Projectoverstijgende verkenning Kabels & Leidingen (HWBP)
SF	stabiliteitsfactor (verhuoding sterkte/belasting in stabiliteitsanalyses)
STBI	Faalmechanisme macro-instabiliteit binnenwaarts (toetsspoor)
STBU	Faalmechanisme macro-instabiliteit buitenwaarts (toetsspoor)
WBI	Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (voor beoordelen veiligheid bestaande waterkeringen)

1 Introductie

De POV Kabels en Leidingen (POV K&L) wordt uitgevoerd binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma met als belangrijkste doel om de risico's van kabels en leidingen bij dijkversterkingsprojecten te minimaliseren. De POV Kabels en Leidingen (POV K&L) heeft aan Deltares gevraagd om onderzoek te doen naar de toepassing van een integrale faalkansanalyse van de waterveiligheid voor het referentieproject dijkversterking Zeeburgereiland. Dit rapport is het resultaat van een studie uitgevoerd in juni 2018.

1.1 Doelstelling

De doelstelling van dit onderzoek is twee-ledig:

- 1 Aantonen dat het dijkversterkingsontwerp van het referentieproject inclusief waterleiding al dan niet aan de eisen van de Waterwet voldoet;
- 2 Demonstreren en testen van de toepasbaarheid van de systematiek in het recent opgeleverde WBI-veiligheidsraamwerk voor kabels en leidingen in een waterkering.

Het referentieproject betreft een ontwerp van een primaire waterkering met ter plaatse van de binnenkruin aan te leggen parallelle waterleiding. Voor het dijkontwerp waren tot voor kort de veiligheidsnormen van verschillende leidraden en technische rapporten van toepassing. Voor de aanleg van leidingen in primaire waterkeringen zijn de ontwerpvoorschriften volgens de NEN 3650 serie [NEN, 2016] van toepassing. Met ingang van 1 januari 2017 zijn in de Waterwet voor primaire waterkeringen nieuwe veiligheidsnormen op basis van overstromingskansen vastgesteld. Daarbij dient voor de beoordeling van de veiligheid van bestaande waterkeringen het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) te worden toegepast. Voor het ontwerp van primaire waterkeringen is het gebruik van het Ontwerpinstrumentarium (OI) van toepassing. De NEN 3650 serie sluit qua veiligheidsbenadering niet direct aan op de overstromingskansenbenadering. Daarom is er vanuit het WBI voor de beoordeling van waterkeringen met leidingen een generiek veiligheidsraamwerk opgesteld (Deltares, 2018).

De toepassing van de systematiek in het generieke veiligheidsraamwerk wordt door de POV K&L getest voor dijkversterkingen in referentieprojecten. De resultaten daarvan worden vastgelegd in het eindproduct van de POV K&L voor de activiteit: Handlingsperspectief veiligheidsrisico. Hiermee biedt de POV K&L (zowel dijk- als leidingbeheerders) handvaten om de veiligheid van waterkeringen, inclusief het effect van (potentieel lekkende) leidingen in en nabij waterkeringen adequaat te kunnen beoordelen.

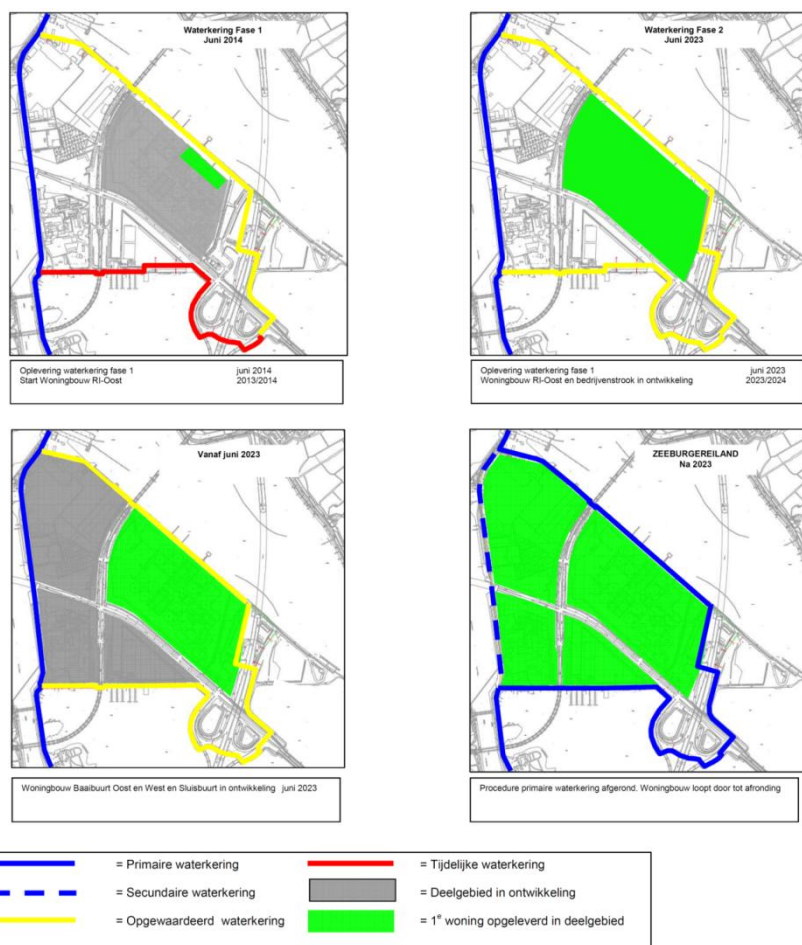
Als eerste referentieproject in de praktijk is de dijkversterking Zeeburgereiland gekozen. Bij dit referentieproject is de vraag of de dijk met de in de kruin aan te leggen parallelle waterleiding, die wordt ontworpen op basis van de NEN 3650 serie, aan de veiligheidsnormen vanuit de Waterwet voldoet.

1.2 Dijkverlegging project Zeeburgereiland

Het Zeeburgereiland is in 2005 door de gemeenteraad van Amsterdam aangewezen als herontwikkelingsgebied voor de bouw van circa 6.000 woningen en bedrijven. Dit is vastgelegd in het vastgestelde Ontwikkelingsplan Zeeburgereiland. Inmiddels wordt een nieuw stedenbouwkundig plan voor de Sluisbuurt voorbereid en een nieuwe MER voor het Zeeburgereiland voor de realisatie van een hoogwaardig woongebied met circa 9.700 woningen, inclusief voorzieningen.

Het Zeeburgereiland ligt momenteel 'buitendijks' in het Markermeer. Dit wil zeggen dat dit gebied niet wordt beschermd door een primaire waterkering. Tussen het Rijk, de provincie Noord-Holland, de gemeente Amsterdam en het waterschap Amstel, Gooi en Vecht is overeengekomen dat het Zeeburgereiland binnendijks zal worden gebracht. Dit geschiedt door verlegging van de huidige primaire waterkering, aan de westzijde van het Zeeburgereiland. Deze primaire waterkering is in beheer bij het waterschap Amstel, Gooi en Vecht (met Waternet als uitvoerende organisatie). De verlegging brengt met zich mee dat de huidige zomerkades rond het eiland worden opgewaardeerd tot primaire waterkeringen. Ook deze zomerkades zijn in beheer bij het waterschap Amstel, Gooi en Vecht (met Waternet als uitvoerende organisatie).

In Figuur 1.1 wordt de fasering getoond van het binnendijks brengen van Zeeburgereiland en van de ruimtelijke ontwikkelingen van de deelgebieden.



Figuur 1.1 Fasering ruimtelijke ontwikkelingen Zeeburgereiland

Als initiatiefnemer van bovengenoemde ruimtelijke ontwikkeling, is de gemeente Amsterdam verantwoordelijk voor de realisatie van de toekomstige primaire waterkeringen. De realisatie moet, conform een tussen de gemeente en het waterschap gesloten overeenkomst, uiterlijk eind 2021 zijn gerealiseerd.

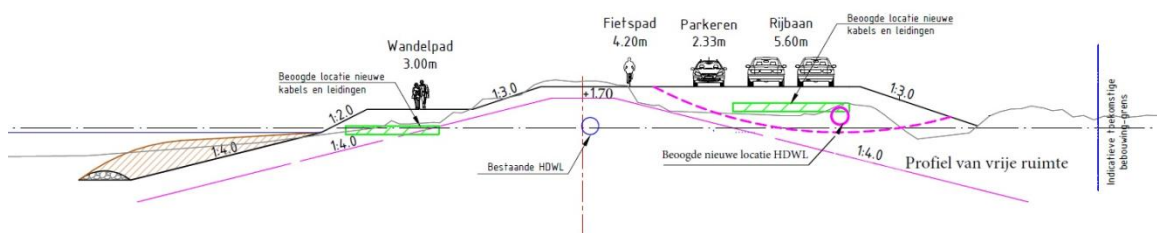
De dijkversterking Zeeburgereiland (Figuur 1.2) is het eerste referentieproject waarbij het genoemde veiligheidsraamwerk in een praktijksituatie wordt toegepast.

Deze rapportage beschouwt bij het referentie project de inpassing van een aan te leggen parallelle lagedruk waterleiding (2,5 bar) met een diameter van 800 mm in het ontwerp van een multifunctionele waterkering aan de zuidkant van het Zeeburgereiland. De waterleiding wordt aangelegd zonder constructieve voorzieningen. De waterkering heeft een 15 m brede kruin en een hoog achterland. In verband met planologische eisen is besloten om een multifunctionele waterkering te ontwerpen met een verkeersfunctie en met ondergrondse infrastructuur.



Figuur 1.2 Zeeburgereiland te Amsterdam (OpenStreetMaps). De locatie van de dijkversterking is rood omcirkeld.

Zoals op de principe-dwarsdoornede in Figuur 1.3 te zien is, is er een bestaande parallelle waterleiding (HDWL), die uit bedrijf wordt genomen. Er wordt een nieuwe waterleiding ter plaatse van de binnenkruinlijn aangelegd conform de ontwerpeisen van de NEN 3650 serie (NEN, 2016). In Figuur 1.3 is in paars ook een illustratieve erosiekrater aangeduid die zou kunnen ontstaan bij een gapend lek in de waterleiding.

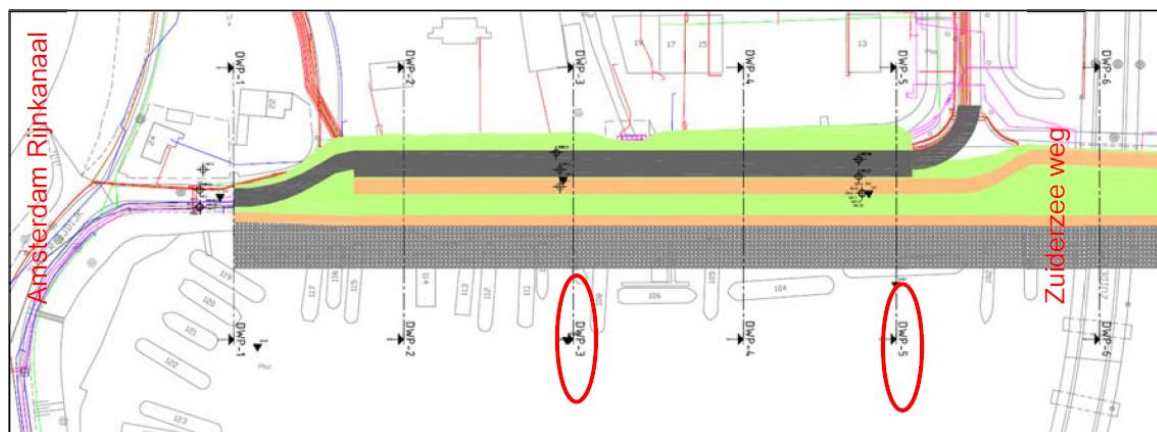


Figuur 1.3 Principe-dwarsdoorsnede dijkversterking Zeeburgereiland. De doorgaande zwarte lijnen geven het ontwerp-profiel aan met de bijbehorende taludhellingen. Inclusief aanduidingen locaties bestaande en nieuwe waterleidingen (HDWL). De parse stippenlijn geeft indicatief de verstoringzone aan.

De vraagstelling voor dit referentieproject is of de dijk ook met de nieuw aan te leggen parallelle waterleiding in het grondlichaam zonder constructieve maatregelen (zoals bijvoorbeeld damwanden) aan de geldende waterveiligheidseisen voldoet, met inachtneming van alle relevante faalscenario's van de leiding en de mogelijke gevolgen voor de waterveiligheid.

1.3 Inkadering onderzoeksvraag.

Het onderzoek richt zich uitsluitend op het gedeelte waar de nieuw aan te leggen waterleiding parallel aan het tracé van de toekomstige primaire waterkering loopt. Dit is het dijkgedeelte met een totale lengte van 270 m (tussen DWP1 en DWP7). In Figuur 1.4 is het studiegebied aangeduid. De locaties waar de waterleiding niet parallel aan de waterkering is gelegen, worden niet in dit rapport beschouwd.



Figuur 1.4 Studiegebied

1.4 Aanpak

Voor het ontwerpen van waterkeringen wordt doorgaans gebruik gemaakt van het Ontwerpinstrumentarium (OI). Het gebruik van het OI zorgt ervoor dat de veiligheid van nieuw ontworpen waterkeringen gedurende de beoogde levensduur aan de veiligheidseisen vanuit de waterveiligheidsnormen voldoen. Het OI kent momenteel echter geen gedetailleerde bepalingen voor de inpassing van leidingen in dijken. Daarentegen biedt het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) de mogelijkheid tot het uitvoeren van een toets op maat, waarbij in wezen alle state-of-the-art kennis kan worden toegepast om aan te tonen of een situatie al dan niet aan de toelaatbare overstromingskans voldoet. Het WBI Veiligheidsraamwerk K&L is een instrument voor het uitvoeren van een toets op maat bij het beoordelen van de veiligheid van een bestaande waterkering met leidingen. De ontwikkelde

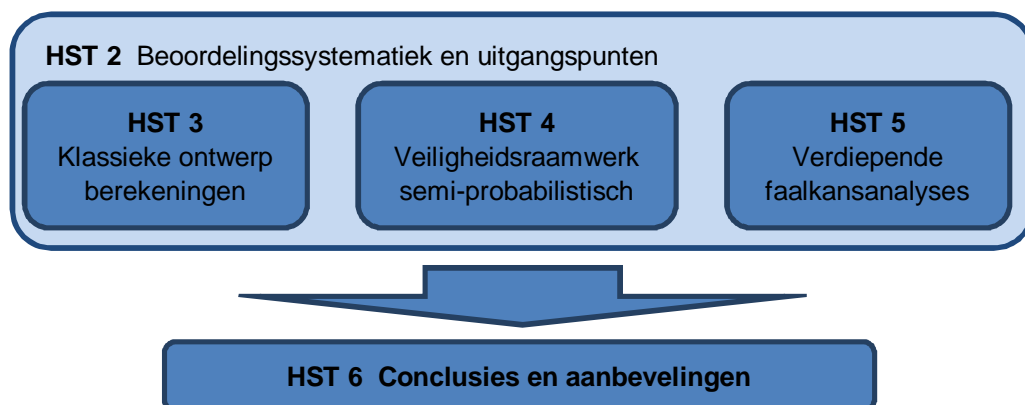
systematiek wordt benut bij het referentieproject Zeeburgereiland om de nieuwe kennis toepasbaar te maken voor een ontwerpsituatie.

Om van de flexibiliteit die de overstromingskansbenadering en de systematiek in de toets op maat gebruik te kunnen maken, wordt in deze studie, de situatie van de parallelle waterleiding in de dijk beschouwd, en een beoordeling uitgevoerd voor het zichtjaar 2121 (100 jaar na geplande oplevering). De faalkans van het ontwerp, inclusief voorziene veranderingen in de tijd (zoals meerpeilstijging), wordt getoetst aan de toelaatbare overstromingskansen. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de systematiek in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium.

In het kader van deze studie gaat het om het 'toetsen' van het ontwerp aan ontwerprandvoorwaarden, niet te verwarren met het formele proces van 'beoordelen' (tot 2017 'toetsen') van bestaande primaire waterkeringen.

1.5 Leeswijzer

Na uiteenzetten van de systematiek en de belangrijkste uitgangspunten in hoofdstuk 2, gaat hoofdstuk 3 in op de resultaten van een klassieke (semi-probabilistische) analyse van de belangrijkste faalmechanismen in. Dat wil zeggen dat de analyses van in dit geval golfoverslag en erosie van het binnentalud (HT) en van macro-instabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts (STBI & STBU) worden beschouwd voor een scenario met een gefaalde leiding in termen van een sluipend en een gapend lek. Vervolgens wordt in hoofdstuk 4 ingegaan op de toepassing van een integrale analyse op basis van de methodiek in het WBI-veiligheidsraamwerk waarbij ook rekening wordt gehouden met de kansen op leiding falen, de kans op optreden van hydraulische belastingen tijdens de hersteltijd en de onzekerheden in de gevolgen van leiding falen. In hoofdstuk 4 wordt het raamwerk door middel van grotendeels semi-probabilistische benaderingen ingevuld. In hoofdstuk 5 worden verdiepende faalkansanalyses gepresenteerd voor de in hoofdstuk 4 kritiek blijkende onderdelen. Hoofdstuk 6 bevat conclusies en aanbevelingen.



Figuur 1.5 Leeswijzer

2 Methodiek en uitgangspunten

Dit hoofdstuk bevat naast een beschrijving van de relevante normatieve kaders een beknopte beschrijving van het veiligheidsraamwerk en de belangrijkste uitgangspunten voor de toepassing ervan bij dit referentie project. Voor gedetailleerde uitgangspunten en beschrijvingen van de analyses zelf wordt verwezen naar de relevante paragrafen en bijlagen.

2.1 Normatieve kaders (WBI en NEN 3650 serie)

Voor het functioneren van de waterkering conform het gewenste veiligheidsniveau is het van belang dat de vigerende normen in combinatie met de keur van het waterschap worden gehanteerd.

Sinds 2017 is het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) van kracht voor het beoordelen van de veiligheid van primaire waterkeringen. De onderliggende wettelijke waterveiligheids-normen gaan uit van een overstromingskansbenadering. Voor de beoordeling van de veiligheid van bestaande primaire waterkeringen voorziet het WBI in Bijlage III Sterkte en veiligheid van de Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 (I&M, 2017a). Deze Bijlage sluit met betrekking tot de beoordeling van bestaande kabels en leidingen niet goed aan op de veiligheidseisen van de NEN 3650 serie (NEN, 2016). Deze norm heeft de doelstelling om veilige ondergrondse buisleidingsystemen te verkrijgen, veilig voor mens, milieu en goederen.

De in de NEN 3650 serie gestelde eisen aan leidingen zijn veiligheidseisen. Afwijken van de (klassieke c.q. deterministische) eisen in deze norm is mogelijk. In paragraaf 6.5.1 van NEN 3650-1 (NEN, 2016a) wordt aangegeven dat het vereiste veiligheidsniveau van een leiding dient te zijn gebaseerd op de bijdrage van de aanwezigheid van de leiding aan de totale disfunctiekans van het desbetreffende waterstaatswerk. Vervolgens wordt aangegeven in paragraaf 6.5.2 dat NEN 3651 (NEN, 2016f) van toepassing is voor waterstaatswerken. In paragraaf 7.3.3 van NEN 3651 staat dat het leggen van een leiding in de lengterichting in of op een waterkering, dan wel in of op het theoretisch profiel van een waterkering niet toelaatbaar is en dat slechts in zeer uitzonderlijke gevallen daarvan mag worden afgeweken als daartoe dringende planologische redenen bestaan. Deze rapportage beschouwt een dergelijke afwijkende uitzondering.

Dit rapport beschrijft de 'toets' van de inpassing van een waterleiding in een ontwerp van een multifunctionele waterkering. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de systematiek in het door WBI ontwikkelde veiligheidsraamwerk (Deltares, 2018) en de koppeling hiervan met onderdelen van de NEN 3650 serie (NEN, 2016).

De rapportage betreft een uitwerking van de systematiek in het ontwikkelde veiligheidsraamwerk tot een methode waarbij kan worden geverifieerd of het ontwerp van de waterkering inclusief de aanleg van een parallelle waterleiding ter plaatse van de binnenkruinlijn wel of niet voldoet aan de faalkanseisen op basis van overstromingskansen.

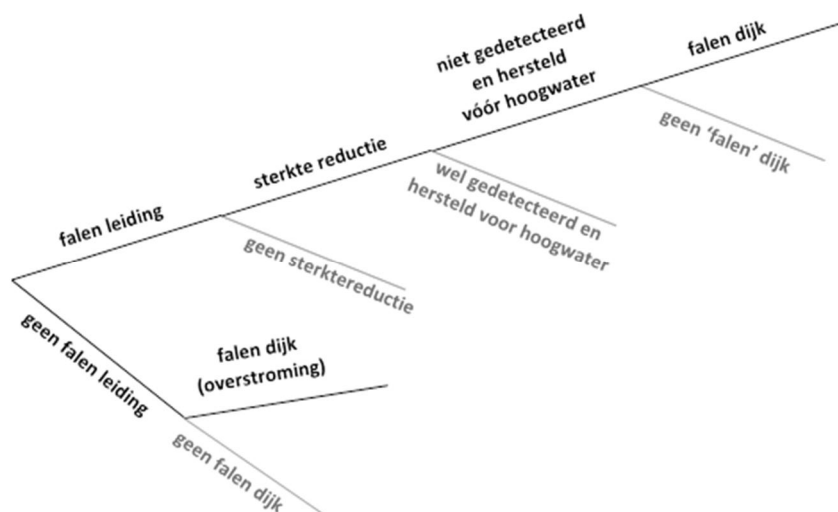
2.2 Veiligheidsraamwerk

De veiligheidsbeschouwingen in deze studie hebben (uitsluitend) betrekking op waterveiligheid. De waterveiligheidsnormen zijn wettelijk vastgelegd en gedefinieerd als toelaatbare overstromingskansen per dijktraject per jaar. De dijksectie in het referentie project maakt onderdeel uit van het dijktraject 44-2 met een signaleringswaarde van 1/300 en een

maximaal toelaatbare faalkans van 1/100 per jaar. De waterkering met de waterleiding in het in het bewuste dijkvak wordt beschouwd als in een toekomstige beoordelingssituatie.

Hoe bestaande primaire waterkeringen te beoordelen en nieuwe primaire waterkeringen te ontwerpen op basis van de wettelijk vastgelegde toelaatbare overstromingskansen is uitgewerkt in de systematiek in het Wettelijk Beoordelings-instrumentarium (WBI), althans voor de belangrijkste faalmechanismen op eenvoudig en gedetailleerd niveau (WBI, 2017). Voor complexe condities waarvoor de veiligheid niet direct met het beschikbare instrumentarium aangetoond kan worden, biedt het WBI de mogelijkheid tot het uitvoeren van een ‘toets op maat’. Hiervoor kunnen de state-of-the-art kennis en methoden toegepast worden om te onderbouwen of de waterkering al dan niet aan de overstromingskansen voldoet.

Recent is in samenwerking tussen WBI en de POV K&L een veiligheidsraamwerk specifiek voor de beoordeling van kabels en leidingen in primaire waterkeringen opgesteld (Deltares, 2018), waarin generiek de systematiek beschreven wordt hoe toetsen op maat kunnen worden uitgevoerd. De hoofdlijn van de toetsing is in de gebeurtenissenboom in Figuur 2.1 weergegeven; het betreft een integrale analyse van het falen van een leiding, de gevolgen voor de sterkte van de waterkering, de kans op gelijktijdig optreden van een hydraulische belasting en het uiteindelijk falen van de waterkering (eventueel inclusief ‘reststerkte’).



Figuur 2.1 Generieke gebeurtenissenboom voor het beoordelen van een waterkering met invloed van een falende leiding (Deltares, 2018)

Dit rapport geeft specifieke invulling aan het generieke raamwerk voor het referentie project Zeeburgereiland (a) om de toepasbaarheid van de systematiek te testen en (b) om voor het concrete dijkversterkingsproject vast te stellen of de benodigde waterleiding op de beoogde locatie geplaatst kan worden, vanuit het oogpunt van waterveiligheid. Er wordt dus een ontwerp ‘getoetst’ in het zichtjaar aan het einde van de beoogde ontwerplevensduur.

De inzichten van dit POV K&L referentieproject (en van volgende referentieprojecten) zullen worden gebruikt om handvaten te geven voor de uitwerking van een dijkontwerpen en toetsen op maat, en tenslotte ook om onderbouwing te geven aan in de toekomst nader uit te werken eenvoudige rekenregels (‘filters’) die moeten voorkomen dat voor evident veilige situaties uitgebreide analyses op maat moeten worden uitgevoerd, zie TNO & Deltares (2017) en Deltares (2018).

2.3 Relevante faalmechanismen

Voor de condities bij de dijkversterking Zeeburgereiland zoals geschetst in Figuur 1.3 zijn de volgende faalmechanismen van belang als het gaat om de invloed van de waterleidingen de mogelijke gevolgen van falen van de leiding:

1. overloop/golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)
2. macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI)
3. macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU)

Deze mechanismen zijn maatgevend en zullen dan ook nader worden uitgewerkt in de volgende hoofdstukken. Andere faalmechanismen zullen een verwaarloosbare bijdrage aan de faalkans te leveren, of niet worden beïnvloed door de aanwezigheid van de waterleiding, bijvoorbeeld:

- Piping: Het maaiveld achter de waterkering ligt boven de waterstand die bij de norm hoort. Hierdoor is het praktisch onmogelijk dat zandtransport plaatsvindt die tot pipevorming zou leiden. Er is geen uittreepunt.
- Bekleding: De bekleding wordt in principe niet aangetast door het falen van de waterleiding. Zoals in hoofdstuk 4 beschreven is dat alleen het geval voor een zeer grote ontgrondingskrater. Dit scenario met een zeer grote ontgrondingskrater wordt in termen van faalkansen echter al in het hoogte spoor (HT) afgedekt (zie 4.1.1).
- Micro-instabiliteit: Door de geometrie van de waterkering is de helling van de optredende ontgrondingskraters flauwer dan 1:5 (zie figuren van bijlage F), wat als verwaarloosbaar beschouwd kan worden voor dit faalmechanisme. In de hoge delen van de krater kan de helling iets steiler zijn, dat gedeelte ligt echter boven de freatische lijn.

Deze faalmechanismen worden dan ook niet nader uitgewerkt in deze studie.

2.4 Faalkanseisen

Om op doorsnedeniveau te kunnen rekenen wordt de toelaatbare faalkans van een dijktraject doorvertaald naar een faalkanseis per faalmechanisme door toepassing van een faalkansruimtefactor. Vervolgens wordt de faalkans in de doorsnede per faalmechanisme bepaald, rekening houdend met het lengte-effect. Voor de beschouwde dijksectie (lengte 270 m) als onderdeel van dijktraject 44-2 (lengte 28,8 km) zijn de toelaatbare faalkansen en vereiste betrouwbaarheidsindices hieronder samengevat (voor details zie bijlage A):

1. Hoogte (HT, c.q. overslag en erosie kruin/binnentalud):
 - a. toelaatbare faalkans: $1.2 \cdot 10^{-3}$ (1/833) per jaar
2. Instabiliteit
 - a. binnenwaarts (STBI):
 - i. toelaatbare faalkans: $2.0 \cdot 10^{-5}$ per jaar
 - ii. vereiste betrouwbaarheidsindex: $\beta = 4.1$
 - b. buitenwaarts (STBU):
 - i. toelaatbare faalkans: $2.0 \cdot 10^{-4}$ per jaar
 - ii. vereiste betrouwbaarheidsindex: $\beta = 3.5$

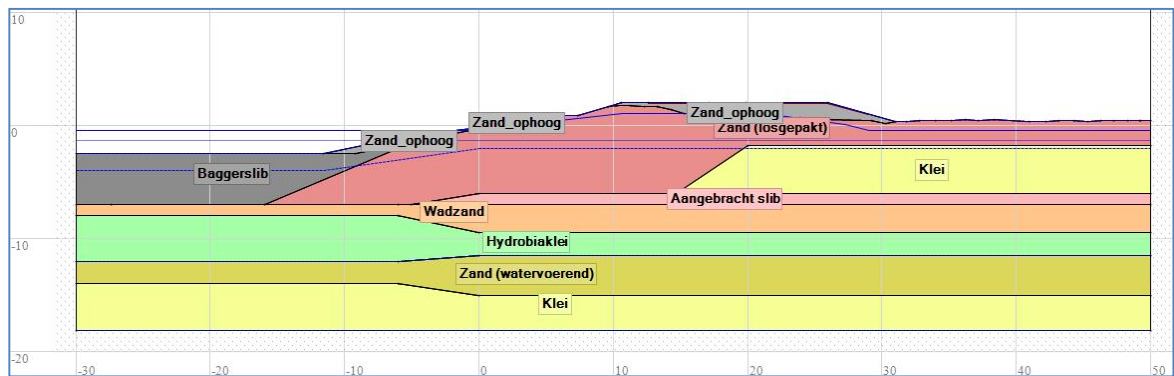
Zoals in Deltares (2018) beschreven wordt bij de verwerking van het lengte-effect ervan uitgegaan dat het lengte-effect door de aanwezigheid van de leiding niet wordt vergroot. De aanwezigheid van de leiding heeft dus geen invloed ten opzichte van het al voor de faalmechanismen in rekening gebrachte lengte-effect. Deze aanname is gerechtvaardigd omdat de auto-correlatielengte voor leidingfalen significant groter is dan de auto-correlatielengte van de faalmechanismen van de waterkering. De leiding zelf is qua sterkte en belasting beduidend homogener dan de dijk- en ondergrond-eigenschappen die dijkkfalen

domineren. Bovendien wordt in deze studie de faalkans op een conservatieve manier bepaald (zie 4.2), waardoor het lengte-effect van de leiding zelf al is afgedekt.

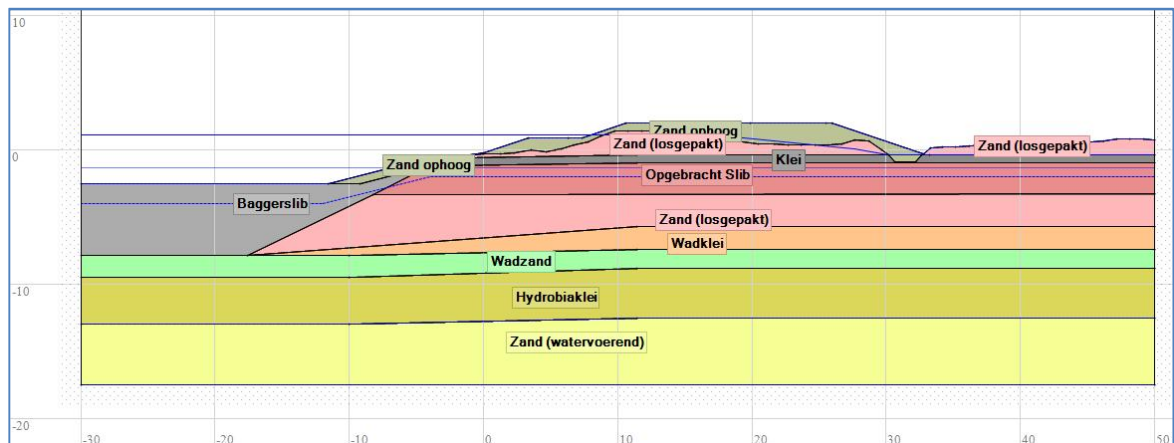
2.5 Belangrijke Uitgangspunten

2.5.1 Locatie en dwarsprofielen

De te versterken dijksectie bevindt zich in het zuidwestelijke deel van het Zeeburgereiland, tussen de Zuiderzeeweg en de zuidwestelijke hoek van het eiland (zie Figuur 1.2). Voor dit dijkvak heeft het ingenieursbureau van gemeente Amsterdam twee dwarsprofielen aangeleverd die als representatief voor het vak worden beschouwd. De profielen van de stabiliteitsberekeningen uitgevoerd door Fugro (2018), zijn weergegeven in Figuren 2.2 en 2.3. In de stabiliteitberekeningen is uitgegaan van een kruinhoogte van NAP +2,00 m.



Figuur 2.2 Dwarsprofiel 3 (DWP 3)



Figuur 2.3 Dwarsprofiel 5 (DWP 5)

Voor deze studie is een ligging van de as van de waterleiding ter plekke van de binnenkruinlijn aangehouden op 15,4 m afstand van de buitenkruinlijn, met 2 m gronddekking boven de leiding.

In de analyses is gebruik gemaakt van een conservatieve schematisatie van de grondopbouw. De schematisatie is conservatief omdat (a) de stabiliteit gedomineerd wordt door antropogeen aangebrachte grond waarvan de laagdikten goed bekend zijn, (b) met conservatieve waarden voor de laagdikten van de overige grondlagen gerekend is en (c) de variatie van de sequentie van grondlagen conservatief zeer gering is in de lengterichting van de waterkering.

Omdat de schematisering van de grondopbouw conservatief is worden er geen afwijkende scenario's van de grondopbouw beschouwd.

2.5.2 Waterleiding en faalscenario's

Bij de beoogde waterleiding gaat het om een drinkwater leiding met de volgende eigenschappen:

- inwendige diameter = 0.80 m
- wanddikte = 16 mm
- materiaal: staal (staalkwaliteit X50 of hoger)
- maximale inwendige druk: 25 mwk (2.5 bar)

De leiding wordt ontworpen, aangelegd en beheerd volgens de eisen van de NEN 3650 serie. De volgende faalscenario's worden voor dit leidingtype in deze dijkconfiguratie als relevant geacht voor de invloed op de dijkveiligheid:

- sluipend lek, met als gevolg extra verzadiging van het dijklichaam en verhoogde waterspanningen,
- gapend lek, met als gevolg een erosiekrater c.q. ontgrondingskrater rondom het lek.

Soms wordt ook de vervorming van de dijk zelf tijdens hoogwater en de resulterende belasting op de leiding als risico of scenario benoemd. Dit is echter vooral relevant voor kruisende leidingen. Voor deze parallelle leiding zijn de verschilvervormingen ter plekke van de leiding verwaarloosbaar. De parallelle leiding in de dijk beweegt bij hoogwater gerelateerde grondvervormingen met de dijk mee, zodat de spanningstoename in de leiding zeer gering is. Een aandachtspunt bij het ontwerp conform de NEN 3650 is dat de bocht van de parallelle leiding naar het binnendijkse gebied op de juiste wijze wordt uitgevoerd.

2.5.3 Faaldefinitie en reststerkte

Voor het faalmechanisme overslag en erosie wordt als faaldefinitie het overschrijden van een overslagdebiet van 10 l/m/s gehanteerd voor een intact binnentalud. Voor een door een erosiekrater (gapend lek) beschadigd binnentalud wordt met een verlaagd kritiek overslagdebiet van 0.1 l/m/s gerekend.

Voor macro-instabiliteit (zowel STBI als STBU) worden alleen glijvlakken beschouwd die tot een resterende kruinbreedte na afschuiving van minder dan 2.0 m leiden. Dit sluit aan bij de restprofielbenadering beschreven in het Technisch Rapport Actuele Sterkte (TRAS) en is een veilige keuze in verband met het hoge achterland (in de eindsituatie zelfs hoger dan de waterstand bij norm).

2.5.4 Schematiseringsfactor

In dijkversterkingsontwerpen is het gebruikelijk rekening te houden met de schematiseringsfactor, om onzekerheden in ondergrondopbouw en geohydrologische condities af te dekken, zie OI2014v4 (I&M, 2017b). Bij het beoordelen van de veiligheid van bestaande waterkeringen wordt een dergelijke schematiseringsfactor niet toegepast. Wel wordt er rekening gehouden met in ongunstige zin afwijkende scenario's ten opzichte van het gebruikte basisscenario. In de analyses volgens het WBI veiligheidsraamwerk in de hoofdstukken 4 en 5 wordt ervan uitgegaan dat er geen significant ongunstigere afwijkingen van de gebruikte ondergrondschematisering te verwachten zijn (zie redenering in 2.5.1). De schematiseringsfactor komt in de WBI werkwijze niet voor. In de klassieke ontwerpberoeeningen in hoofdstuk 3 is wel rekening gehouden met de schematiseringsfactor.

2.5.5 Zichtjaar

Voor het zichtjaar wordt uitgegaan van het jaar 2121. Dat is 100 jaar na de geplande oplevering in 2021. De effecten van het zichtjaar op het meerpeil zijn in de hydraulische randvoorwaarden verwerkt.

2.5.6 Andere leidingen

Naast andere kleinere kabels en leidingen bevinden zich in de beschouwde dijksectie, behalve de lage druk parallelle waterleiding ook nog vier andere parallelle leidingen in de kruin, namelijk 1 lage druk gasleiding en 3 lage druk rioolpersleidingen .

De analyse in dit rapport is uitsluitend gericht op het falen van de waterleiding, welke een dominante invloed heeft op de waterveiligheid. Als de waterleiding aan de eisen vanuit waterveiligheid voldoet, dienen de overige parallelle leidingen vervolgens zo in het dwarsprofiel ontwerp te worden gepositioneerd dat deze geen extra faalkansbijdrage genereren.

Deze positionering is mogelijk als de erosie/ explosiekraters voor de overige leidingen kleiner zijn en binnen de erosiekrater van de waterleiding liggen. De beoordeling van de positionering van de andere leidingen valt buiten het kader van de uitgevoerde analyse.

3 Klassieke ontwerpberoeeningen

In dit hoofdstuk worden de ontwerpberoeeningen weergegeven voor de relevante faalmechanismen (zie 2.2), te weten:

1. Sluipend lek en Erosiekrater door gapend lek (sectie 3.1)
2. Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT, sectie 3.2)
3. Macro-instabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts (STBI & STBU, sectie 3.3)

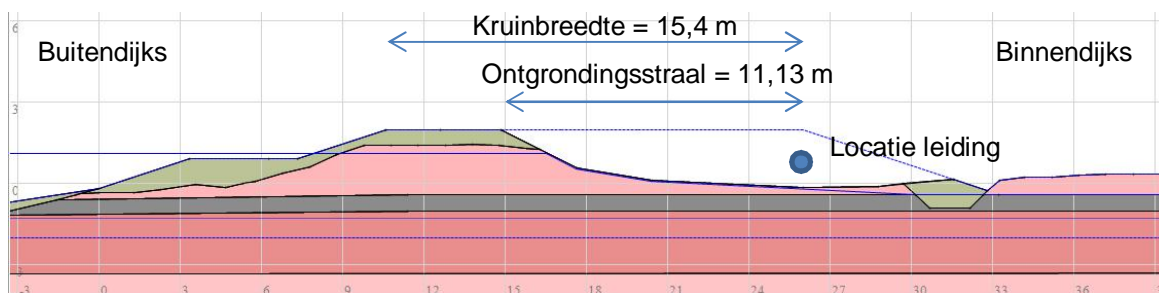
In deze analyses wordt het effect van het falen van de waterleiding in termen van een sluipend of gapend lek semi-probabilistisch meegenomen door uit te gaan van rekenwaarden en conservatieve aannames. De kans op leidingfalen wordt hierin nog niet meegenomen. De kans dat de hydraulische belasting tegelijk met de schade (binnen de hersteltijd) optreedt wordt gelijk aan één verondersteld.

In paragraaf 3.4 worden de conclusies van deze analyses gepresenteerd, inclusief een beschouwing welke elementen voor verfijning en nadere uitwerking (van grof naar fijn) in aanmerking komen door significante faalkansbijdragen.

3.1 Sluipend lek en erosiekrater bij gapend lek

Voor het berekenen van de effecten van een sluipend lek wordt ervan uitgegaan dat dit zal leiden tot volledige verzadiging van het gehele dijklichaam. Dit is een conservatieve aanname, want de optredende verhoging van de freatische lijn in de tijd als gevolg van een lekdebiet zal niet tot volledige verzadiging van het gehele dijklichaam leiden, maar enkel tot een gedeeltelijke verzadiging.

De erosiekrater c.q. ontgrondingskuil in geval van een gapend lek is volgens NEN 3651 (met rekenwaarden) berekend. Het resultaat is een straal van 11,13 m en een diepte van 2,16 m (zie illustratie in Figuur 3.1). Het restprofiel na optreden van de erosiekrater heeft nog een kruinbreedte van meer dan 2 m, waardoor niet direct spake is van falen voor het faalmechanisme overslag en erosie kruin/binnentalud (HT), maar van een gereduceerd kritiek overslagdebiet van 0,1 l/m/s.



Figuur 3.1 Illustratie erosiekrater (ontgrondingskuil) in schematisch dwarsprofiel

3.2 Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)

Voor de kruinhoogte is uitgegaan van NAP +2,00 m (zie ook paragraaf 2.5.1). De resultaten van de met Hydra-NL uitgevoerde overslagberoeeningen zijn samengevat in Tabel 3.1. We concluderen dat het dwarsprofiel aan de faalkanseis van 1,2 E-3 per jaar (zie 2.4) voldoet, zowel voor een intact binnentalud met 10 l/m/s als voor een door een gapend lek beschadigd binnentalud met 0,1 l/m/s (zie bijlage D).

Tabel 3.1 Faalkansen overslag en erosie binnentalud o.b.v. Hydra-NL berekeningen voor verschillende kritieke overslaggebieden

Kritiek overslagdebiet [l/s/m]	Terugkeertijd [jaar]	Overschrijdingskans [/jaar]
0.1	25634	3.9E-05
1	43780	2.3E-05
5	63698	1.6E-05
10	75266	1.3E-05

Bij relatief lage kruinhoogtes kan ook overloop (waterstand hoger dan de kruin) een rol spelen. Dat is hier echter niet het geval; de kans op overschrijden van de kruinhoogte van NAP+2,00 m is in de orde van 1/100.000 per jaar (zie bijlage D) en dat is verwaarloosbaar ten opzichte van de eis 1.2 E-03 (1/833) per jaar.

3.3 Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts (STBI & STBU)

Voor macrostabiliteit zijn zowel binnenwaartse als buitenwaartse stabiliteit beschouwd. Voor zowel binnen- als buitentalud zijn vervolgens de volgende situaties geanalyseerd:

1. geen leiding falen (conventionele stabiliteitsanalyse binnenwaarts)
2. sluipend lek (dijklichaam volledig verzadigd door lekkende leiding)
3. gapend lek (erosiekrater met rekenwaarden, zie bijlage C)

Voor buitenwaartse macro-instabiliteit zijn de volgende twee belastingsscenario's geanalyseerd:

1. val van de waterstand na hoogwater naar gemiddeld meerpeil (STBU val na HW)
2. val van gemiddeld hoogwater naar extreem laagwater (STBU extreem LW)

Vaak wordt ook nog het scenario van extreme neerslag meegenomen. Bij deze dijkconfiguratie zijn bovenstaande twee scenario's echter duidelijk maatgevend boven het regenval scenario met extreme neerslag.

De (met rekenwaarden) berekende stabiliteitsfactoren voor de combinaties van de scenario's voor hydraulische belastingen en de effecten van leiding falen staan weergegeven in Tabel 3.2. Voor een gedetailleerde beschrijving van de uitgangspunten en de resultaten wordt verwezen naar bijlage F.

Tabel 3.2 Stabiliteitsfactoren (met rekenwaarden) voor DWP 3 en DWP5 voor verschillende scenario's van hydraulische belasting en effecten van leiding falen

Stabiliteitsfactor (met rekenwaarden)				
DWP3	geen leiding falen	sluipend lek	gapend lek	vereist*
DWP3 STBI	2.95	2.55	1.26	(1.41/1.09)
DWP3 STBU val na HW	1.57	1.47	1.57	(1.30/1.00)
DWP3 STBU extreem LW	1.36	1.20	1.31	(1.30/1.00)
DWP5	geen leiding falen	sluipend lek	gapend lek	vereist*
DWP5 STBI	2.03	1.66	1.28	(1.41/1.09)
DWP5 STBU val na HW	1.38	1.22	1.04	(1.30/1.00)
DWP5 STBU extreem LW	1.39	1.04	0.91	(1.30/1.00)

* vereiste stabiliteitsfactor SF met schematiseringsfactor 1.3 / 1.0 (zie Bijlage A)

Tabel 3.2 bevat in de rechter kolom tevens de vereiste stabiliteitsfactoren voor een schematiseringsfactor van respectievelijk 1.3 en 1.0 (zie bijlage A). De rood gekenmerkte stabiliteitsfactoren voldoen niet aan de vereiste stabiliteitsfactor uitgaande van een schematiseringsfactor van 1.3. Vetgedrukt rood geeft aan dat de stabiliteits factor niet voldoet op basis van een schematiseringsfactor van 1.0.

We zien in de Tabel 3.2 dat de situatie zonder leiding falen (ruim) voldoet bij een semi-probabilistische berekening, maar dat een aantal condities met een geschematiseerd sluipend of gapend lek niet voldoen, met name voor DWP5 en buitenwaartse stabiliteit (STBU). Het scenario van een gapend lek in DWP5 voor buitenwaartse stabiliteit bij een val naar extreem laagwater voldoet zelfs niet uitgaande van een schematiseringfactor van 1.0 (vet rood gekenmerkt).

De schematiseringsfactor waarde van 1.3 is in deze studie uitsluitend gekozen om de kritieke onderdelen in de analyse te identificeren. Er is vanuit regelgeving geen noodzaak om deze waarde te hanteren in een dijkontwerp. De waarde kan op maat worden bepaald en zelfs tot 1.0 worden verlaagd indien aannemelijk kan worden gemaakt dat er geen ongunstige significant afwijkende schematiseringsscenario's zijn met betrekking tot de ondergrond en de waterspanningen. In een beoordeling (WBI) is de schematiseringfactor helemaal niet van toepassing omdat eventueel afwijkende scenario's expliciet worden meegenomen in de beoordeling.

3.4 Samenvatting ontwerpberekeningen

In dit hoofdstuk zijn semi-probabilistische analyses voor de kritieke faalmechanismen uitgevoerd. Hierbij zijn conservatieve uitgangspunten gehanteerd. Voor golfoverslag en erosie van kruin/binnentalud zijn de resultaten voor de twee dwarsprofielen praktisch identiek. Bij de resultaten van de stabiliteitsberekeningen worden als gevolg van de verschillen in grondopbouw verschillende uitkomsten gevonden voor DWP3 en DWP5. De conclusies uit de ontwerpberekeningen zijn als volgt:

1. Overloop/golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT): Voldoet. De kans op overschrijden van het kritieke overslagdebiet voldoet aan de eis, zowel voor een intact als voor een aangetast binnentalud (mits de erosiekrater een minimale kruinbreedte van 2 m niet aantast, zie hieronder).
2. Erosiekrater: Leidt niet direct tot falen. De totale kruinbreedte is 15.4 m; de straal van de erosiekrater (o.b.v. rekenwaarden volgens NEN 3651) is 11.1 m. Gezien de ligging van de leiding onder de binnenkruinlijn, tast de erosiekrater het benodigde restprofiel (2 m kruinbreedte) niet aan.
3. Macro-instabiliteit:
 - a. Voor binnenwaartse stabiliteit (STBI) voldoen beide dwarsprofielen voor een gapend lek niet aan de eisen met een schematiseringfactor van 1.3.
 - b. Voor buitenwaartse stabiliteit (STBU) zijn een aantal scenario's kritiek bij toepassing van een schematiseringsfactor van 1.3:
 - i. sluipend lek voor DWP3 bij extreem laagwater
 - ii. sluipend en gapend lek voor DWP5
 - c. Het scenario van een gapend lek in DWP5 voor buitenwaartse stabiliteit bij een val naar extreem laagwater heeft zelfs een stabiliteitsfactor van 0.91 (<1.0) en wordt niet voldaan aan de eis bij een schematiseringfactor van 1.0.
4. De faaldefinitie van falen van de waterkering bij minder dan 2 m restkruinbreedte is een aanname voor deze studie. Deze is in lijn met het Technisch Rapport Actuele

Sterkte en is conservatief door het hoge achterland (in de eindsituatie zelfs hoger dan de waterstand bij norm).

5. Voor buitenwaartse stabiliteit (STBU) is voor deze dijk duidelijk het belastingscenario van een val van gemiddeld meerpeil naar extreem laagwater maatgevend. Dit scenario wordt dan ook nader uitgewerkt in de vervolganalyses (hoofdstuk 4 en 5).

De resultaten van de klassieke ontwerpberekeningen laten zien dat de situatie van de waterleiding in de dijk (zonder extra voorzieningen) niet als voldoende veilig kan worden beschouwd. Hierbij is nog geen rekening gehouden met de kans op leidingfalen zelf; ook de onzekerheden in de effecten van leidingfalen zijn nog niet expliciet gemaakt. In hoofdstuk 4 worden deze aspecten wel meegenomen in een integrale analyse gebruik makend van de systematiek in het WBI-veiligheidsraamwerk (Deltares, 2018).

4 Toepassing WBI veiligheidsraamwerk met semi-probabilistische benaderingen

In dit hoofdstuk wordt de systematiek in het voor WBI voorgestelde generieke veiligheidsraamwerk (Deltares, 2018) specifiek uitgewerkt en toegepast voor de situatie Zeeburgereiland. Het gaat om een integrale analyse van leidingfalen en de effecten hiervan op de dijkveiligheid. Hierbij wordt gebruik gemaakt van een gebeurtenissenboom. Deze is in algemene vorm afgebeeld in Figuur 2.1 en in dit hoofdstuk specifiek uitgewerkt voor het te beoordelen dijkvak.

Het WBI veiligheidsraamwerk is bedoeld voor het bepalen van de faalkans of overstromingskans ter beoordeling van bestaande waterkeringen. In een ontwerpcontext zoals in deze studie beschouwen we dus een toekomstige beoordelingssituatie met een waterleiding in de dijk. Het zichtjaar 2121 wordt gehanteerd (100 jaar na oplevering). Omdat direct in termen van (faal)kansen wordt gewerkt is geen schematiseringsfactor van toepassing. De gehanteerde schematisering wordt conservatief geacht (zie 2.5.1 en 2.5.4). Daarom worden geen andere scenario's van grondopbouw en waterspanningsverdelingen uitgewerkt. De scenario's in de navolgende analyses hebben uitsluitend betrekking op de kans en gevolgen van leidingfalen.

Na opstellen van de specifieke gebeurtenissenbomen (faalpaden) in 4.1 worden vervolgens de schakels van de bomen ingevuld:

- faalkans leiding (4.2)
- hydraulische belasting vóór herstel (4.3)
- falen waterkering door golfoverslag of macro-instabiliteit (4.4)

Sectie 4.5 bevat een discussie van de semi-probabilistische resultaten en een hierop gebaseerde conclusie over het veiligheids-oordeel. In dit hoofdstuk worden relatief eenvoudige en conservatieve kansschattingen gehanteerd, deels door toepassen van semi-probabilistische relaties (er wordt gebruik gemaakt van de kalibratie van schadefactoren met betrouwbaarheidsindices voor macro-instabiliteit). In paragraaf 4.5 worden ook de faalpaden geïdentificeerd die nader beschouwd dienen te worden. De nadere beschouwing in de vorm van een probabilistische analyse is beschreven in hoofdstuk 5. De probabilistische analyse is uitgevoerd om de robuustheid van de resultaten aan te tonen en deels om de gevoeligheid van bepaalde aannames inzichtelijk te maken.

4.1 Gebeurtenissenbomen

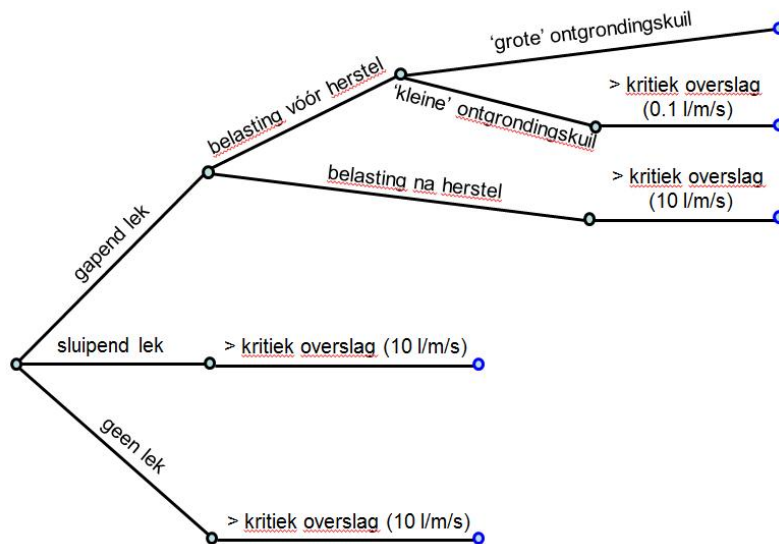
De toepassing van de generieke gebeurtenissenboom (Figuur 2.1) op de situatie Zeeburgereiland heeft tot onderstaande specifieke bomen geleid.

4.1.1 Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)

Zoals in Figuur 4.1 weergegeven start de gebeurtenissenboom met de faalscenario's van de leiding (geen/sluipend/gapend lek). Zowel voor geen lek als voor een sluipend lek is het uitgangspunt dat het binnentalud intact is en wordt met een kritiek overslagdebiel van 10 l/m/s gerekend.

Voor een gapend lek wordt vervolgens eerst gekeken naar de kans van samenvallen van de hydraulische belasting (hoogwater) met de hersteltijd van de leidingschade. Voor een op tijd herstelde schade wordt ervan uitgegaan dat de dijk dezelfde sterkte heeft als vóór de reparatie. Bij een niet op tijd herstelde schade door een gapend lek wordt een onderscheid

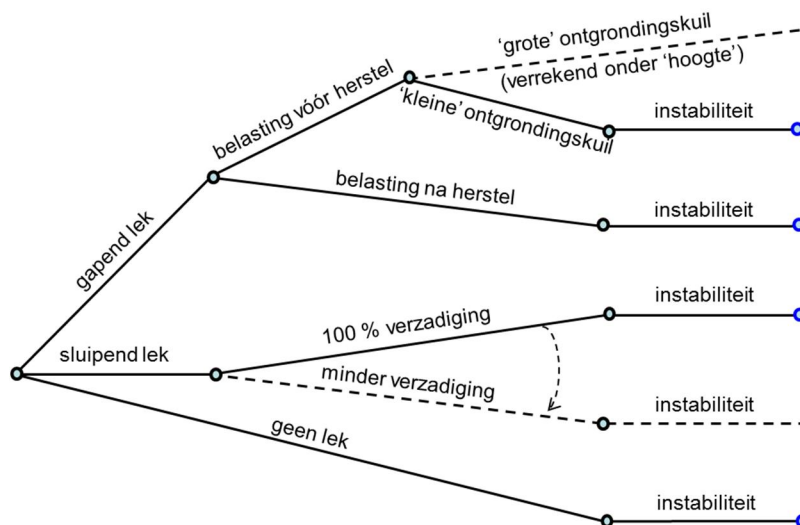
gemaakt tussen grote erosiekraters die direct tot falen van de dijk leiden (operationeel criterium: restbreedte van de kruin < 2 m), en kleinere erosiekraters. Voor de erosiekraters die niet direct tot falen leiden wordt een kritiek overslagdebiet van 0.1 l/m/s, ongeacht de precieze afmetingen van de krater.



Figuur 4.1 Gebeurtenissenboom (faalpaden) voor overslag en erosie kruin/binnentalud (HT)

4.1.2 Macro-instabiliteit (STBI & STBU)

Voor macro-instabiliteit is er gebeurtenissenboom opgesteld die zowel voor buitenwaarts (STBU) als binnenwaarts (STBI) geldt. Voor beide faalmechanismen zijn dezelfde faalpaden van belang, de uitwerking, getalsmatige invulling en faalkanseisen zijn echter verschillend.



Figuur 4.2 Gebeurtenissenboom (faalpaden) voor macrostabiliteit (STBI & STBU)

Wederom start de gebeurtenissenboom met de faalscenario's van de leiding (geen/sluipend/gapend lek). Voor een sluipend lek wordt in eerste instantie met een worst-case scenario van 100% verzadiging van het dijklichaam rekening gehouden; verfijning door meenemen van meer exact bepaalde scenario's aan de hand van lek karakteristieken is mogelijk indien nodig.

Bij een gapend lek dat samenvalt met de hydraulische belasting (hoogwater of extreem laagwater) worden alleen beperkte erosiekraters meegerekend die niet direct tot falen van de dijk leiden; de grote erosiekrater die direct tot falen leiden zijn immers al in de hoogte gebeurtenissenboom golfoverslag meegerekend. Voor een hydraulische belasting buiten de herstelperiode wordt wederom ervan uitgegaan dat de sterkte van de dijk gelijk is aan de situatie vóór optreden van de schade.

4.2 Faalkans leiding

De faalkans van de leiding is ontleend aan NPR 3659 (NEN, 2012e), zie bijlage B. De faalkans per strekkende meter voor een lage druk stalen buisleiding is $2,6E-4$ per jaar. Vermenigvuldigen met de leidinglengte van 270 m in de betreffende dijksectie geeft een faalkans van de leiding ergens in het dijkvak van 7% per jaar.

Het is zeer aannemelijk dat de faalkans voor de waterleiding bij Zeeburgereiland beduidend lager zal zijn, omdat het een relatief grote leiding betreft in een waterkering met vergunningsplicht en toezicht. De faalkans van de leiding is dan ook als een zeer conservatieve schatting te zien, zeker gezien de leiding relatief dikwandig is (wanddikte groter dan minimaal vereist volgens NEN 3650).

Er is behoefte aan beter onderbouwde specifieke faalkansen van (water)leidingen nabij en in waterkeringen. Voor stalen leidingen is de verwachting dat voor situaties zoals die voorkomen bij dijken de faalkansen lager zullen uitkomen dan de waarden vermeld in de NPR 3659. Dat wordt ook bevestigd door vergelijking met recente versies van databases over leiding falen (TNO & Deltares, 2017).

In de gebeurtenissenbomen in sectie 4.1 wordt een onderscheid gemaakt tussen een sluipend en een gapend lek. De NPR 3659 maakt geen onderscheid in de kans van optreden van de verschillende soorten lekken. In de BEVI (Rijksinstituut voor Volksgezondheid en Milieu, 2015) wordt wel onderscheid gemaakt tussen een breuk van de leiding en een klein lek met een effectieve diameter van 20 mm. Van de totale faalkans wordt 75% aan het kleine lek toegekend en 25% aan het grote lek. Voor de opsplitsing van de kans op een lek in de kans op een gapend en sluipend lek is van deze ratio gebruik gemaakt, resulterend in de faalkansen in Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Faalkansen leiding (cq. kansen op sluipend / gapend lek) per jaar voor de 270 m leiding in de dijksectie

Staal (lage druk)		
	Per meter per jaar	Per Vaklengte (270 m) per jaar
Totaal	2.6E-04	7.0E-02
Gapend lek	6.5E-05	1.7E-02
Sluipend lek	1.9E-04	5.2E-02

4.3 Hydraulische belasting vóór herstel

Na optreden van een lek in de waterleiding is het van belang om de kans in te schatten dat een hydraulische belasting zoals hoogwater of extreem laagwater in de tijd samenvalt met de schade en de hersteltijd. Voor een sluipend lek en de gerelateerde verhoging van de waterspanningen in de dijk is aangenomen dat dit lek zonder monitoringsysteem niet gedetecteerd en dus ook niet gemitigeerd kan worden. Voor een gapend lek is uitgegaan van een hersteltijd van 2 weken. In Tabel 4.2 worden de kansen weergegeven dat een hoogwater of een extreem laagwater tegelijk met de hersteltijd optreedt, uitgaande van de ingeschatte duur van deze belastingsituaties (zie details in bijlage E).

Tabel 4.2 Kans op hydraulische belasting vóór herstel (erosiekrater door gapend lek)

	Hoogwater	Extreem LW	
Duur belasting	60	3	dagen
Hersteltijd gapend lek	15	15	dagen
Jaar	365	365	dagen
Kans gelijktijdig optreden	0.21	0.05	per jaar

4.4 Falen waterkering

4.4.1 Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud

De kans op golfoverslag en erosie van het binnentalud is berekend als de overschrijdingskans van de kritieke overslagdebieten in Hydra-NL zoals beschreven in sectie 4.1.1. Aangezien overslag berekeningen altijd volledig probabilistisch worden gedaan, zijn de berekende faalkansen identiek aan de klassieke ontwerpberekeningen, in sectie 3.2. Hieronder zijn de faalkansen c.q. overschrijdingskansen nogmaals samengevat in Tabel 4.3. Voor deze studie zijn enkel kritieke verslagdebieten van 10 en 0.1 l/m/s van belang.

Tabel 4.3 Faalkansen overslag en erosie binnentalud o.b.v. Hydra-NL berekeningen voor verschillende kritieke overslagdebieten

Kritiek overslagdebiet [l/s/m]	Terugkeertijd [jaar]	Overschrijdingskans [/jaar]
0.1	25634	3.9E-05
1	43780	2.3E-05
5	63698	1.6E-05
10	75266	1.3E-05

4.4.2 Macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI) en buitenwaarts (STBU)

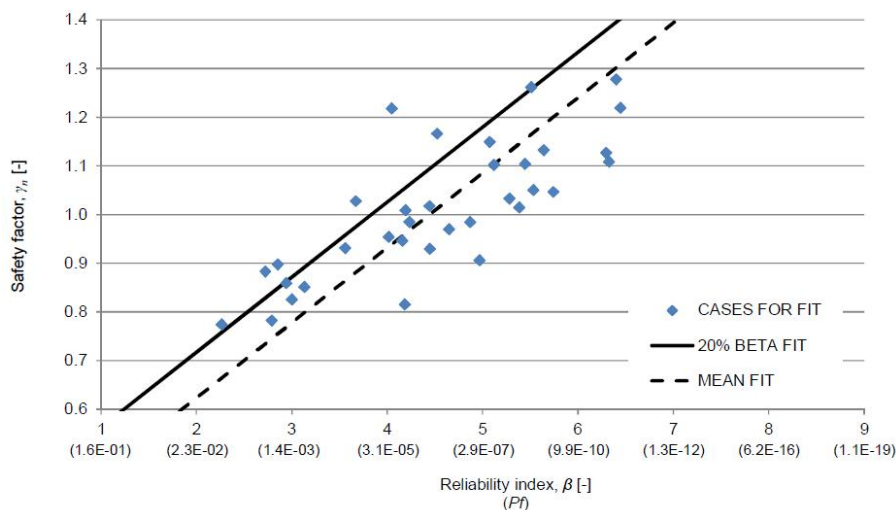
Voor macro-instabiliteit is in dit hoofdstuk van grof naar fijn gewerkt. In eerste instantie is een faalkansschatting op basis van de semi-probabilistisch berekende stabiliteitsfactoren (sectie 0) gedaan.

In een semi-probabilistische beoordeling in WBI-kader wordt een stabiliteitsfactor SF (berekend met rekenwaarden) omgerekend naar een betrouwbaarheidsindex β respectievelijk faalkans P_f volgens de onderstaande vergelijkingen:

$$\beta = \frac{SF/\gamma_m^{-0.41}}{0.15} \text{ met } \gamma_d = 1.06; P_f = 1 - \Phi^{-1}(\beta)$$

met Φ = standaard normale kansfunctie.

Hierin in γ_d de modelfactor. De relatie is weergegeven in Figuur 4.3 als continue zwarte lijn, samen met de 'kalibratiepunten' waarvoor deze is afgeleid.



Figuur 4.3 Relatie schadefactor (stabiliteitsfactor gedeeld door modelfactor van 1.06 bij Uplift-Van) versus betrouwbaarheidsindex volgens de WBI kalibratie studie voor macro-instabiliteit (Kanning et al. 2016)

Het feit dat de lijn aan de bovenzijde van de berekende betrouwbaarheidsindices ligt houdt in dat de kalibratie lijn over het algemeen conservatief is. Dat wil zeggen dat voor een berekende stabiliteitsfactor iets te lage betrouwbaarheidsindex geschat wordt, en dus een hoge faalkans. Tegelijk zien we dat er ook een aantal gevallen zijn waarbij de faalkans wordt onderschat. In de WBI-kalibratie (Kanning et al. 2016) is gekozen voor een 20/80%-fit, dus in 80% van de gevallen is de faalkans kleiner dan berekend volgens de kalibratie lijn.

De implicatie voor deze studie is dat een semi-probabilistisch verkregen faalkansschatting voor macrostabiliteit slechts een indicatie geeft van de faalkans. Voor faalpaden waarbij de berekende faalkans geen ruime marge vertoont ten opzichte van de faalkanseis is daarom een nadere probabilistische analyse nodig. Dit des te meer omdat de kalibratie alleen gevallen van macro-instabiliteit binnenwaarts bevat. In deze studie wordt de relatie echter ook gebruikt voor (a) buitenwaartse stabiliteit, (b) volledig verzadigde condities en (c) condities met een erosiekrater.

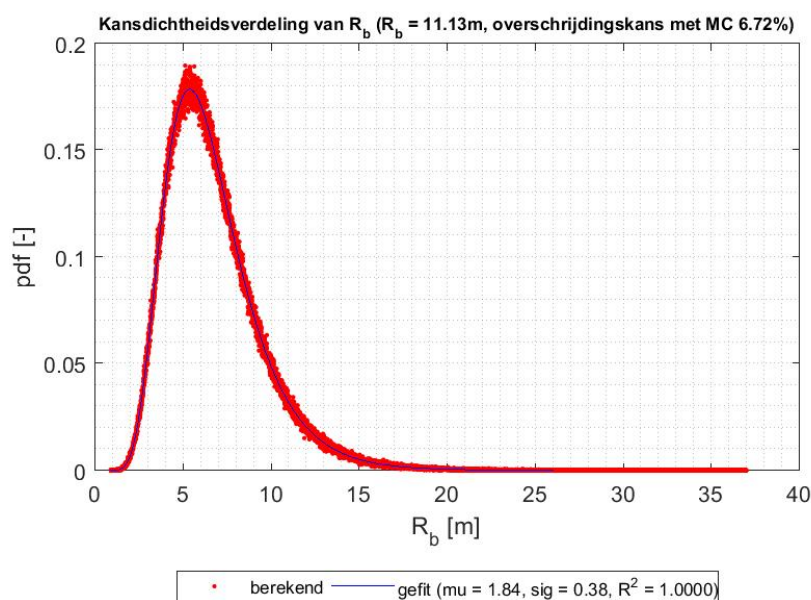
Tabel 4.4 toont de semi-probabilistisch bepaalde faalkansen en betrouwbaarheidsindices. Zonder rekening te houden met de kans op leiding falen en het gelijktijdig optreden van een hydraulische belasting zouden de berekende betrouwbaarheidsindices aan de eisen van $\beta = 4.1$ voor STBI en $\beta = 3.5$ voor STBU voldoen. Het gapend lek voor DWP5 STBU voldoet niet. Gezien de hierboven geschetste kalibratie marge kunnen echter ook nog andere onderdelen kritiek zijn. De mogelijk kritieke onderdelen worden nader beschouwd in 4.5.

Tabel 4.4 Faalkansen en betrouwbaarheidsindices op jaarbasis voor DWP3 en DWP5 op basis van semi-probabilistische schattingen middels de WBI kalibratie

Faalkans per jaar / betrouwbaarheidsindex β			
DWP3	geen leiding falen	sluipend lek	gapend lek
DWP3 STBI	< 1.0E-9	< 1.0E-9	1.0E-07
	> 6.0	> 6.0	5.2
DWP3 STBU (extreem LW)	2.9E-09	7.4E-07	1.8E-08
	5.8	4.8	5.5
DWP5	geen leiding falen	sluipend lek	gapend lek
DWP5 STBI	< 1.0E-9	< 1.0E-9	5.3E-08
	> 6.0	7.7	5.3
DWP5 STBU (extreem LW)	< 1.0E-9	7.0E-05	1.4E-03
	6.0	3.8	3.0

4.4.3 Direct falen door 'grote krater'

Zoals in 2.5.3 beschreven definiëren we in deze studie de aantasting van het benodigde restprofiel van 2 m kruinbreedte als direct falen van de waterkering. Dit kan ook direct gebeuren door het optreden van een grote erosiekrater. Om de kans op deze gebeurtenis te bepalen zijn de berekeningen van de erosiekrater probabilistisch uitgevoerd (zie bijlage C). De berekende faalkans wordt zoals in 4.1 beschreven meegerekend in de hoogte gebeurtenissenboom.



Figuur 4.4 Lognormale kansverdeling van de straal van de erosiekrater rekening houdend met de modelonzekerheid (coefficient C in formule van bijlage A van NEN3651) en gatgrootte van 0,35 m

Figuur 4.4 toont de kansverdeling van de erosiekrater rekening houdend met de modelonzekerheid van de vergelijking voor de kraterberekening in bijlage A van NEN 3651.

De kraterberekening is conservatief. Zo wordt een 'worst case' gat diameter van 0.35 m aangehouden. Dat is de waarde die tot de grootste erosiekrater leidt. Uitgaande van deze

kansverdeling is de kans dat de erosiekrater het restprofiel van 2 m kruinbreedte aantast 2,34 %.

In hoofdstuk 5 wordt deze kans nader beschouwd met betrekking tot onzekerheden van de gat diameter(in relatie tot de gehanteerde ‘worst case’ aannames).

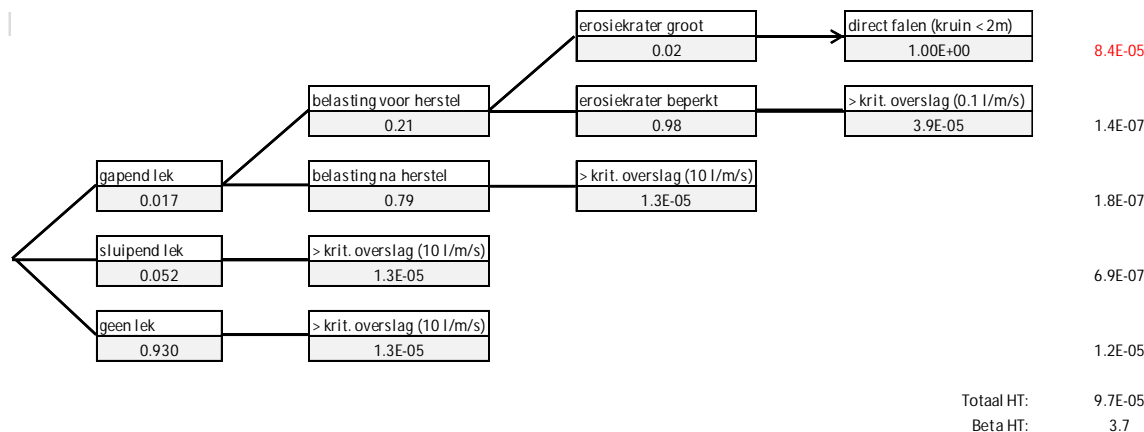
4.5 Resultaat integrale beschouwing met semi-probabilistische benaderingen

In deze sectie worden alle deelresultaten van de voorgaande secties geïntegreerd in de gebeurtenissenbomen zoals beschreven in 4.1. In het hoofdrapport zijn enkel de belangrijke resultaten opgenomen, namelijk de gebeurtenissenboom voor golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT voor DWP3 en DWP5 gelijk) en voor macro-instabiliteit buitenwaarts STBU bij DWP5. De andere onderdelen bleken niet kritiek voor het veiligheidsoordeel (zie bijlage H voor de detail resultaten).

4.5.1 Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)

De ingevulde gebeurtenissenboom voor golfoverslag is identiek voor DWP3 en DWP5 vanwege het praktisch identieke profiel aan de buitenkant. De gebeurtenissenboom is weergegeven in Figuur 4.5. Aan de rechterkant van de figuur staan de faalkansbijdragen van de aparte takken (vermenigvuldigde deelkanssen per tak). Voor golfoverslag komt de dominante faalkansbijdrage vanuit het scenario van een gapend lek met een dermate grote erosiekrater dat direct falen optreedt (resterende kruin < 2 m). Het scenario zonder lekkage (geen lek) heeft een bijdrage in dezelfde orde van grootte.

De berekende faalkans van 9.7E-5 per jaar voldoet aan de eis van 1.2E-3 met een aanzienlijke marge van ongeveer een factor 10.



Figuur 4.5 Gebeurtenissenboom DWP3 en DWP5 voor overslag en erosie binnentalud (HT), ingevuld met conservatieve uitgangspunten en semi-probabilistische benaderingen

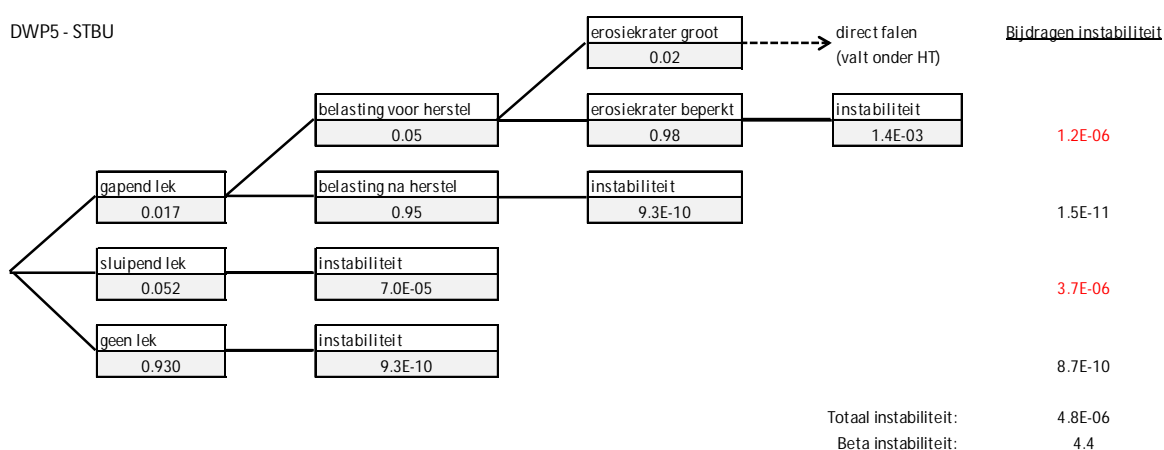
De bovenstaande figuur geeft tevens het belang aan van het goed in kaart brengen van de kraterafmetingen inclusief onzekerheden

De faalkans van de leiding speelt een belangrijke rol in het eindresultaat. De zeer conservatieve schatting heeft een aanzienlijke invloed op de berekende faalkans.

4.5.2 Macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU DWP5)

Voor instabiliteit is alleen de buitenwaartse stabiliteit van DWP5 kritiek gebleken. De binnenwaartse stabiliteit en de buitenwaartse stabiliteit van DWP3 hebben duidelijk grotere marges ten opzichte van de vereiste betrouwbaarheid (zie bijlage H). Daarom wordt hier alleen op DWP5 STBU nader ingegaan, zoals weergegeven in Figuur 4.6.

De dominante bijdragen voor de faalkans komen uit de scenario's met een erosiekrater door een gapend lek en een sluipend lek. Met de semi-probabilistische benaderingen voldoet de berekende betrouwbaarheidsindex $\beta = 4.4$ aan de eerder afgeleide eis van $\beta = 3.5$, de marge is echter relatief klein. Zoals beschreven in 4.4.2, is vanwege de geringe marge een nadere analyse van de in rood aangegeven faalpaden noodzakelijk. De analyse wordt in hoofdstuk 5 beschreven.



Figuur 4.6 Gebeurtenissenboom DWP5 macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), ingevuld met conservatieve uitgangspunten en semi-probabilistische benaderingen (bij extreem laagwater)

4.6 Samenvatting

In dit hoofdstuk is een integrale faalkansanalyse voor het referentieproject Zeeburgereiland uitgevoerd. Hierbij is de systematiek in het WBI veiligheidsraamwerk toegepast. Aan de hand van conservatieve uitgangspunten is een semi-probabilistische analyse uitgevoerd. De faalkansen voor de faalpaden in de gebeurtenissenbomen zijn berekend.

De relevante faalmechanismen Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT), Macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI) en Macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU) zijn separaat beschouwd. Per faalmechanisme zijn de faalkansen van de faalpaden in de gebeurtenissenboom gesommeerd tot een faalkans per faalmechanisme. Deze faalkans is vergeleken met de veiligheidseis per faalmechanisme. De veiligheidseis is in hoofdstuk 2 vastgesteld op basis van de standaard faalkansruimteverdeling. De resultaten zijn samengevat in Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Samenvatting faalkansen en betrouwbaarheidsindices van de integrale faalkansanalyse met conservatieve schattingen en semi-probabilistische benaderingen

HOOGTE (HT)	DWP3	DWP5	Vereist
Faalkans hoogte	9.7E-05	9.7E-05	1.2E-03

STABILITEIT	DWP3	DWP5	Vereist
Faalkans STBI	3.7E-10	1.8E-10	2.0E-05
Faalkans STBU	4.1E-08	4.8E-06	2.0E-04
Beta STBI	6.2	6.3	4.1
Beta STBU	5.4	4.4	3.5

Uit de bovenstaande resultaten kan worden geconcludeerd dat de berekende faalkansen per faalmechanisme kleiner zijn de veiligheidseisen. De resultaten laten zien dat de marge bij het faalmechanisme buitenwaartse stabiliteit voor DWP 5 relatief gering is. Zoals eerder aangegeven betekent een geringe marge dat de exacte faalkans, op basis van een probabilistische analyse in plaats van een semi-probabilistische analyse, mogelijk iets hoger zou kunnen zijn. Daarom dienen de kritieke faalpaden voor de buitenwaartse macrostabiliteit van DWP5 volledig probabilistisch te worden geverifieerd. In hoofdstuk 5 worden daarom nog probabilistische analyses beschreven voor de onderdelen:

1. Macro-instabiliteit buitenwaarts DWP5 met een sluipend lek
2. Macro-instabiliteit buitenwaarts DWP5 met een erosiekrater door gapend lek

De probabilistische analyses zijn op basis van conservatieve aannames uitgevoerd. Door de conservatieve aannames te beschouwen kunnen verdiepende analyses zeer waarschijnlijk tot een nog gunstiger veiligheidsoordeel leiden. De conservatieve aannames betreffen:

- nauwkeurigere schatting van de faalkans van de waterleiding
- bepaling afmetingen erosiekrater incl. onzekerheden (i.p.v. veilige waarden)
- rekening houden met scenario's voor het effect van een sluipend lek i.p.v. aanname volledige verzadiging
- expliciet in rekening brengen reststerkte voor zowel overslag als instabiliteit (zeker in combinatie met het hoge maaiveld in het achterland is een lage overstromingskans gegeven falen te verwachten)

Aangezien de afmeting van de erosiekrater een bepalende parameter is in de analyses en een grote invloed heeft op de te berekenen faalkans wordt deze parameter meer in detail beschouwd (in plaats van een conservatieve aanname) in de navolgende probabilistische analyse.

5 Verdiepende faalkansanalyses

Zoals in hoofdstuk 4 bescheven worden in dit hoofdstuk probabilistische faalkansanalyses uitgevoerd op de volgende onderdelen:

1. buitenwaartse macro-instabiliteit DWP5 met een sluipend lek (5.1.1)
2. buitenwaartse macro-instabiliteit DWP5 met een erosiekrater door gapend lek (5.1.2)
3. afmetingen van de erosiekrater (5.2)

De eerste twee onderdelen zijn noodzakelijk om een veiligheidsoordeel te kunnen geven door middel van een gedetailleerde faalkans berekening. Het derde onderdeel betreft een meer gedetailleerde analyse van de belangrijkste parameter in de faalkansanalyse, zodat niet meer hoeft te worden uitgegaan van een conservatieve waarde.

5.1 Macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU) voor DWP5

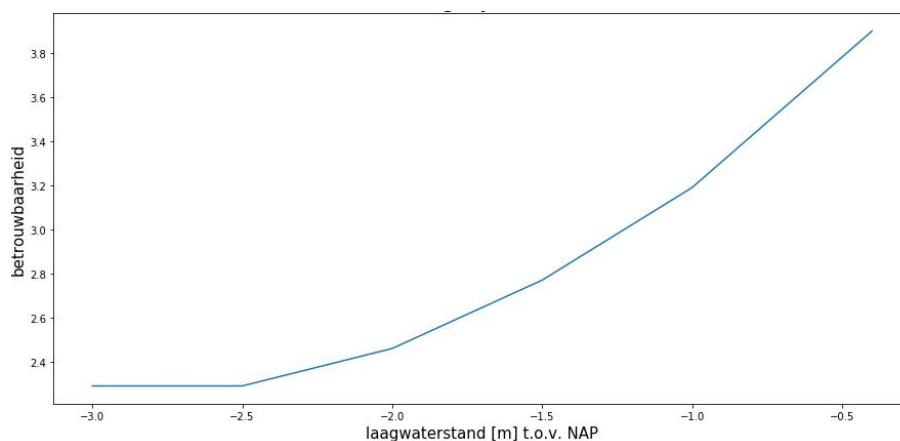
De faalkansen voor macro-instabiliteit worden in deze paragraaf met de in de Handreiking Faalkansanalyses Macrostabiliteit (Deltares, 2017a) beschreven methode aan de hand van fragility curves berekend.

Extreem laagwater is voor Zeeburgereiland de dominante hydraulische belasting combinatie voor buitenwaartse stabiliteit. Daarom wordt voor de probabilistische analyses gebruik gemaakt van fragility curves en de kansverdeling van extreem laagwater (zie bijlage C). In deze analyse heeft de fragility curve voor een gapend lek een tweede dimensie, namelijk de afmeting van de erosiekrater.

Deze paragraaf beschrijft de resultaten van de analyse; voor details wordt verwezen naar bijlage G.

5.1.1 Sluipend lek

De fragility curve in Figuur 5.1 laat een sterke daling van de betrouwbaarheid zien voor een toenemende waarde van de val van gemiddeld meerpeil naar extreem laagwater. Dat komt door de volledige verzadiging die door het sluipende lek is ontstaan. Hierdoor gaat het glijvlak vooral door (gedraineerd reagerende) zandlagen.

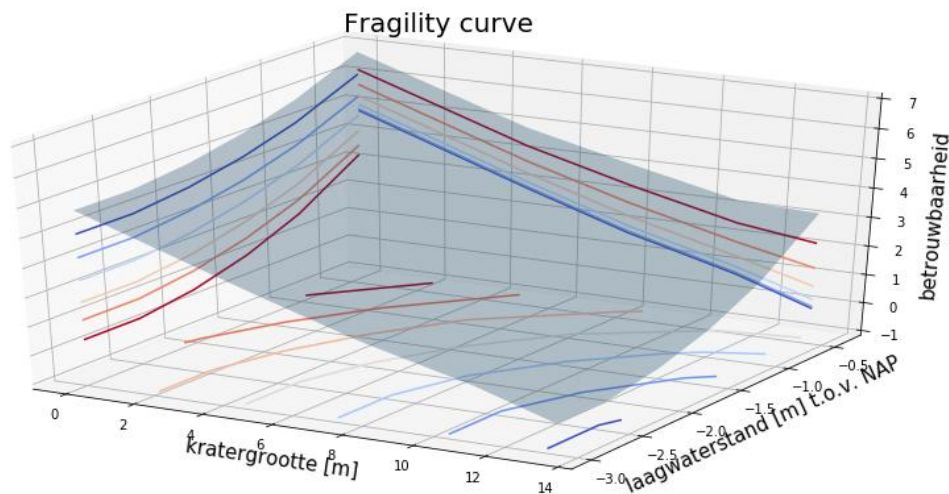


Figuur 5.1 Fragility curve DWP5 voor een sluipend lek voor STBU (extreem LW) bij 100% verzadiging

Uitgeïntegreerd over de kansverdeling van de waterstand resulteert de analyse in een betrouwbaarheidsindex van $\beta = 3.0$ met een bijbehorende faalkans van $1.3E-3$ per jaar (vergeleken met $\beta = 3.8$ en $P_f = 7.0E-5$ per jaar vanuit de semi-probabilistische schatting).

5.1.2 Gapend lek

Voor de probabilistische faalkansanalyse voor het gapend lek is het opstellen van een tweedimensionale fragility oppervlakte noodzakelijk. Deze is weergegeven in Figuur 5.2. De betrouwbaarheid neemt sterk af als functie van de waterstand. Ook neemt de betrouwbaarheid af als functie van de straal van de erosiekrater.

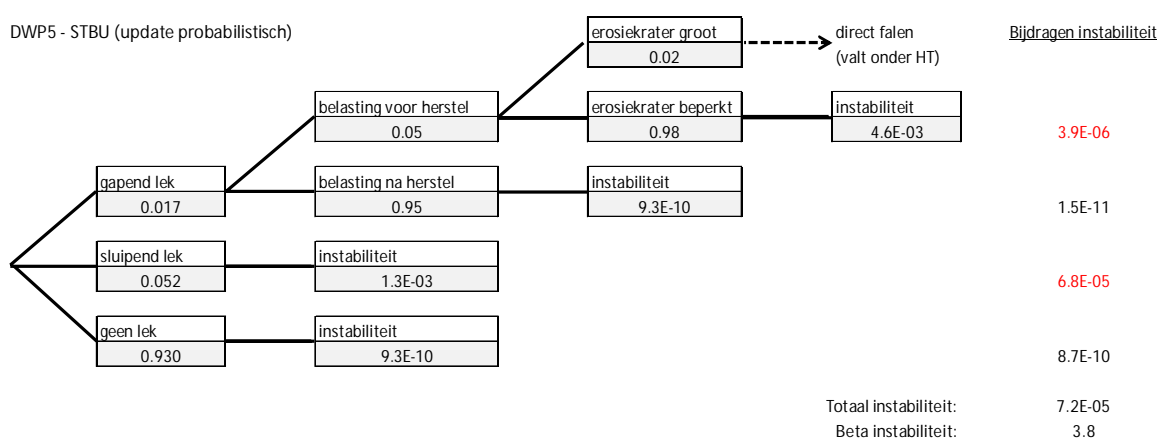


Figuur 5.2 Fragility surface (twee-dimensionaal) DWP5 voor STBU in combinatie met een erosiekrater als gevolg van een gapend lek

Uitgeïntegreerd over de gezamenlijke kansverdeling van laagwaterstand en kraterstraal resulteert dit in een betrouwbaarheidsindex van $\beta = 2.6$ met een bijbehorende faalkans van $4.6E-3$ per jaar (vergeleken met $\beta = 3.0$ en $P_f = 1.5E-3$ per jaar vanuit de semi-probabilistische schatting).

5.1.3 Aangepaste gebeurtenissenboom

Beide hierboven gerapporteerde faalkansanalyses hebben geleid tot een hogere faalkans voor het faalmechanisme STBU in de gebeurtenissenboom (Figuur 5.3). De betrouwbaarheidsindex heeft nu een waarde van $\beta = 3.8$ (vergeleken met $\beta = 4.4$ voor de semi-probabilistische schattingen in hoofdstuk 4). Deze waarde van de faalkans voldoet nog steeds aan de eis van 3.5, zodat kan worden geconcludeerd dat de waterkering met waterleiding voldoet aan de gestelde eis voor waterveiligheid voor het faalmechanisme STBU.



Figuur 5.3 Gebeurtenissenboom DWP5 macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), met expliciete faalkansanalyses voor buitenwaartse stabiliteit i.p.v. semi-probabilistische benaderingen

5.2 Afmetingen erosiekrater

In de analyses in hoofdstuk 4 is voor de straal van de erosiekrater alleen rekening gehouden met de onzekerheid in de coëfficiënt $C = 7,8$ van de formule voor de bepaling van de ontgrondingsstraal R_B van bijlage A uit de NEN 3651. Alle andere parameters zijn deterministisch bepaald op basis van conservatieve schattingen. De berekeningsmethode gaat uit van een worst case gat-diameter in de leiding, die bij de gesimuleerde condities tot de grootste erosiekrater leidt. De kans op het werkelijk voorkomen van deze gat-diameter wordt niet beschouwd in NEN 3651. Voor dit referentie project is de resulterende gat-diameter 0.35 m (zie hoofdstuk 3). Bij een lage-druk stalen leiding is de kans op een gat met deze afmetingen klein (Spiekhout, 2018).

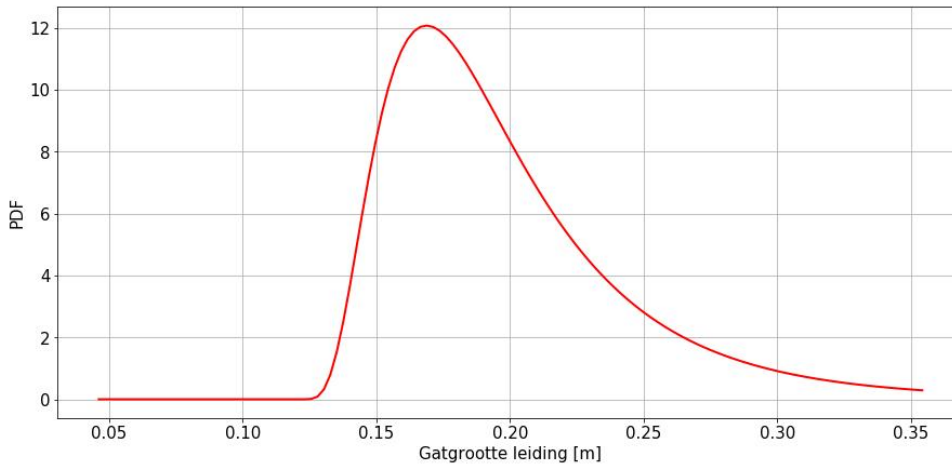
Als er meer informatie over de (kansverdeling van de) gatdiameter bekend zou zijn, kunnen de erosiekraterafmetingen meer nauwkeurig worden berekend. Om het effect van de aanname van een worst case gat diameter inzichtelijk te maken wordt de kansverdeling van de kraterafmetingen herberekend met een mogelijke arbitraire kansverdeling voor de gatdiameter in de leiding.

Vervolgens worden de effecten op het veiligheidsoordeel in 5.2.2 beschreven door het effect op buitenwaartse stabiliteit met gapend lek te beschouwen. Ook wordt het effect op de hoogte van de waterkering beschouwd door de kans op direct falen door een grote erosiekrater te berekenen.

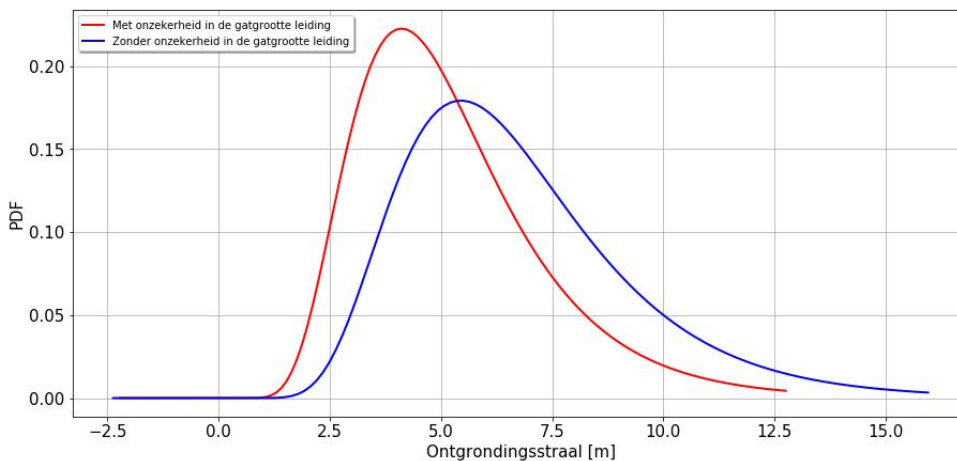
5.2.1 Realistische gat-diameter

In de verkennende berekeningen wordt de kansverdeling van de gatdiameter aangehouden zoals weergegeven in Figuur 5.4. De verdeling is lognormaal met een shift bij 0.12 m (met kleinere gat diameters kan niet worden gerekend bij deze uitgangspunten). De verwachtingswaarde van de gatdiameter is 0.2 m en de standaardafwijking is 0.05 m (zie ook paragraaf C.3).

Verdeling gatgrootte in de leiding

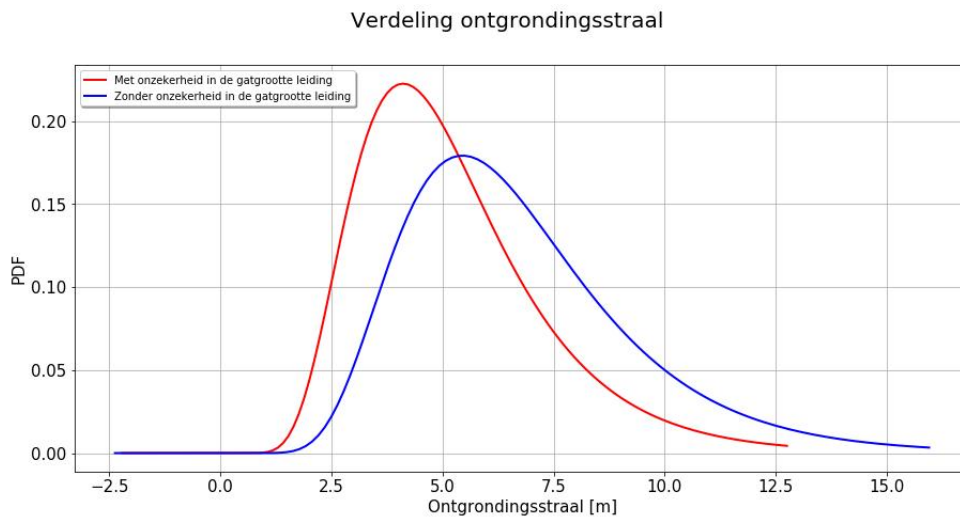


Figuur 5.4 Kansverdeling gatdiameter voor gevoeligheidsanalyse
Verdeling ontgrondingsstraal



Figuur 5.5 toont de kansverdeling van de straal van de erosiekrater die resulteert bij het in rekening brengen van de kansverdeling van de gat-diameter. De nieuwe kansverdeling van de erosiekrater is door de grotere kansen op een kleine gat-diameter duidelijk naar links verschoven ten opzichte van de oude.

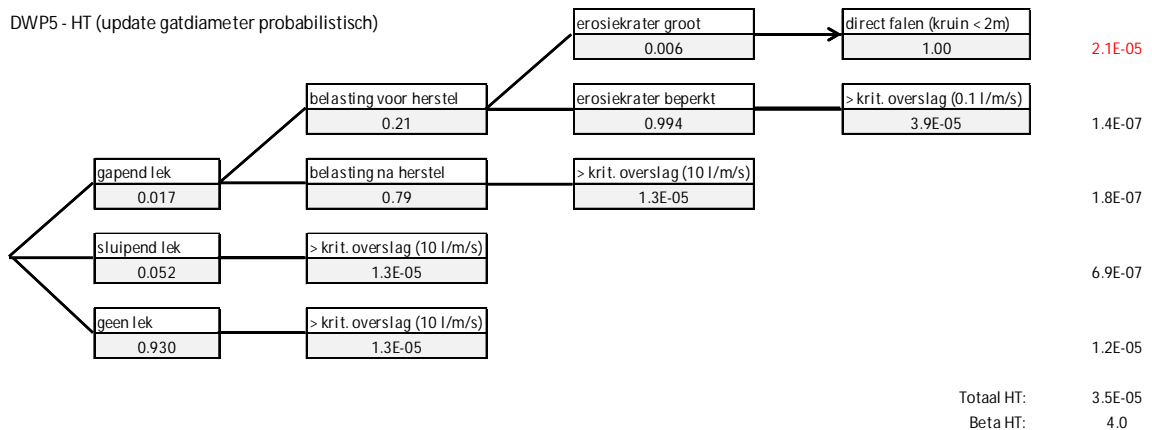
Om rekentechnische redenen is nu geen rekening gehouden met gaten in de leiding kleiner dan 0.12 m. Als dat wel mogelijk zou zijn wordt de situatie nog gunstiger voor het veiligheidsoordeel.



Figuur 5.5 Herberekenende kansverdeling van de erosiekrater met kansverdeling van de gatdiameter

5.2.2 Aangepaste faalkans STBU en gebeurtenissenbomen

De aangepaste kansverdeling voor de erosiekrater leidt tot een overschrijdingskans van de ontgrondingsstraal R_B voor direct falen van de waterkering (kruin < 2 m) van 0.6 %. Dit is een factor 4 lager dan voor een gat van 0.35 m.

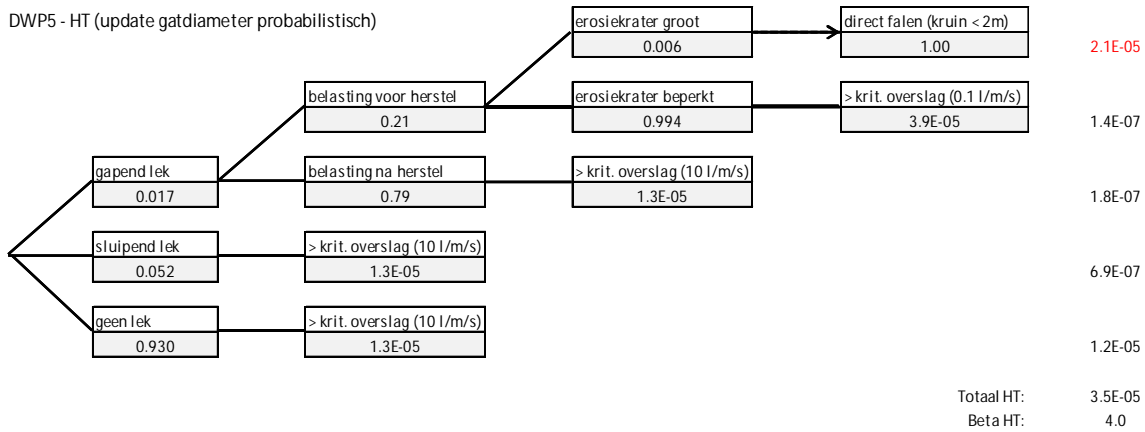


Figuur 5.6 Gebeurtenissenboom overslag en erosie binnentalud met aangepaste kansen uitgaande van een kansverdeling van het gat in de leiding

Omdat direct falen door een grote erosiekrater ook dominant is in de gebeurtenissenboom voor het faalmechanisme golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT), heeft deze aanpassing een significant effect op de faalkans voor dit faalmechanisme. De betrouwbaarheidsindex neemt toe van $\beta = 3.7$ naar 4.0 (zie Figuur 5.6).

De aangepaste kraterafmetingen hebben ook effect op de faalkansen voor buitenwaartse instabiliteit.

Figuur 5.7 geeft de gebeurtenissenboom voor buitenwaartse macro-instabiliteit van DWP5 weer, waarbij ook de kans op instabiliteit is herberekenend inclusief kansverdeling van de krater met grote kans op kleinere gaten. In dit geval heeft de aanpassing nauwelijks effect op het eindresultaat, omdat een sluipend lek dominant is.



Figuur 5.7 Gebeurtenissenboom overslag en erosie binnentalud met aangepaste kansen uitgaande van een kansverdeling van het gat in de leiding

De aangepaste resultaten laten zien dat de aanname omtrent de gat-diameter van de leiding in de semi probabilistische berekeningen conservatief is. Met het in rekening brengen van de kans op een bepaalde gat-grootte in de leiding kan de faalkans meer nauwkeurig worden berekend. Het is dan wenselijk om meer inzicht te krijgen in in de praktijk te verwachten gat-diameters in de verschillende type leidingen.

6 Conclusies en aanbevelingen

In deze studie is een integrale faalkansanalyse voor een primaire waterkering met een parallelle waterleiding ter plaatse van de binnenkruin uitgevoerd voor het POV K&L referentieproject Zeeburgereiland. Hierbij is de systematiek in het generieke veiligheidsraamwerk van WBI (Deltares, 2018) voor de eerste keer in de praktijk toegepast.

6.1 Conclusies

De doelstelling van de door Deltares uitgevoerde studie voor de POV K&L in dit referentieproject had enerzijds betrekking op het demonstreren en testen van de toepasbaarheid van de systematiek in het WBI-veiligheidsraamwerk en anderzijds moest worden vastgesteld of het dijkversterkingsontwerp inclusief waterleiding al dan niet aan de veiligheidseisen van de Waterwet zou voldoen. Gezien de twee-ledige doelstelling van de studie zijn de conclusies gesplitst in het veiligheidsoordeel voor Zeeburgereiland, en de toepassing van het veiligheidsraamwerk.

6.1.1 Veiligheidsoordeel Zeeburgereiland

De dijkversterking Zeeburgereiland betreft een ontwerp van een multifunctionele primaire waterkering met ter plaatse van de binnenkruin aan te leggen parallelle leidingen.

Voor de dijkversterking Zeeburgereiland zijn de volgende faalmechanismen van belang als het gaat om de invloed van de waterleiding en de mogelijke gevolgen van falen van de leiding:

- golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)
- macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI)
- macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU)

Terwijl de veiligheid van de waterkering met klassieke ontwerpberekeningen niet kon worden aangetoond, bleek de waterkering inclusief de waterleiding met de uitgevoerde integrale faalkansanalyse (in stappen van grof naar fijn) wel aan de veiligheidseisen te voldoen.

In de integrale analyse is rekening gehouden met de kans van optreden van leidingfalen en met de kans van gelijktijdig optreden van schade en de hydraulische belasting. Uit semi-probabilistische analyses volgden de kritieke onderdelen met significante faalkansbijdragen, in dit geval buitenwaartse macro-instabiliteit met gapend en sluipend lek voor een van de representatieve doorsnedes. Voor deze onderdelen hebben nadere probabilistische faalkansanalyses tot het eindoordeel geleid dat het ontwerp van de waterkering met een brede kruin en hoog achterland, inclusief de lagedruk parallelle waterleiding ter plaatse van de binnenkruinlijn voldoet aan de faalkanseisen op basis van overstromingskansen. Opgemerkt wordt dat de resultaten specifiek voor dit project zijn vastgesteld en niet zonder meer kunnen worden toegepast bij andere waterkeringen en leidingen.

Bij de waterkering van het Zeeburgereiland is een grote maat aan reststerkte aanwezig door het hoge maaiveldniveau in het achterland. Deze reststerkte is in deze studie niet 'verzilverd' omdat dit in de werkwijze van grof naar fijn niet nodig is gebleken.

Voor de waterleiding zelf zijn voor het referentieproject Zeeburgereiland geen verdiepende faalkansanalyses uitgevoerd, maar is uitgegaan van conservatieve schattingen van de totale faalkans en van het optreden van de faalscenario's sluipend lek en gapend lek.

Deze benadering is voor de beschouwing van de waterveiligheid acceptabel, omdat met deze uitgangspunten kon worden voldaan aan de veiligheidseisen voor de waterkering. Ook is er nog geen uitgewerkte rekenmethodiek voor faalkansen van leidingen in waterkeringen beschikbaar.

Voor de volledigheid dient te worden opgemerkt dat de in dit rapport beschreven oplossing alleen toelaatbaar is indien wordt voldaan aan de eisen conform NEN3650/NEN3651:

- De leiding ligt in langsrichting in het dijklichaam. Er dient een onderbouwing te komen van deze ligging vanwege zwaarwegende planologische redenen.
- Het nog te maken detailontwerp en de bijbehorende sterkteberekening van de leiding moet voldoen aan NEN 3650/NEN 3651. Het volledige leidingtraject binnen de veiligheidszones van de waterkering behoort hierin worden meegenomen. In de sterkteberekening dienen alle relevante leidingsecties en alle belastingen die tijdens de verwachte levensduur van de leiding kunnen optreden, te worden onderzocht.
- Aanbevolen wordt, te onderzoeken of een ligging van de waterleiding naast, in plaats van onder de verkeersweg mogelijk is (dit vanuit het oogpunt van onderhoud en verkeersveiligheid).
- Er dient te worden nagegaan of de daadwerkelijk gerealiseerde pompkromme voldoet aan de aanname met de nu gebruikte 'virtuele' pompkromme voor de nog aan te leggen leiding.
- De leiding ligt in een K&L-strook. Er dient te worden onderzocht of de wederzijdse beïnvloeding van de leidingen optreedt conform de aannames in dit rapport en volgens NEN 3654.

Aan de gemeente Amsterdam wordt aanbevolen om erop toe te zien dat aan bovenstaande eisen wordt voldaan in het vervoltraject voor Zeeburgereiland.

Deze studie is beperkt tot het falen van de waterleiding, welke een dominante invloed heeft op de waterveiligheid. Het effect van andere parallelle leidingen kan verwaarloosbaar worden geacht als deze dusdanig in het dwarsprofiel ontwerp worden gepositioneerd dat de schadecontouren van deze leidingen (zoals erosiekraters of verstoringzones) binnen de erosiekrater van de waterleiding liggen. In dat geval is er alleen nog rekening te houden met onderlinge beïnvloeding van de leidingen in termen van domino-effecten (c.q. falen van een leiding leidt tot falen van een andere leiding).

Voor de situatie Zeeburgereiland is de gasleiding in dit opzicht het belangrijkste. Echter met een conservatieve beschouwing van het domino effect kan worden gesteld dat de extra bijdrage van de gasleiding aan de faalkans verwaarloosbaar is. De faalkansen voor een dergelijke gasleiding volgens BEVI zijn $1.5E-7$ en $4.5E-7$ per meter per jaar voor een gapend en een sluipend lek. Dat is een faalkans van $4.0E-5$ respectievelijk $1.2E-4$ per jaar voor de strekking van 270 m. Optellen van deze kansen bij de faalkans van de waterleiding leidt tot een zeer geringe verhoging (1.7% en 5.2% per jaar). De zeer geringe verhoging leidt tot verwaarloosbare verschillen in het veiligheidsoordeel.

6.1.2 Toepasbaarheid van het veiligheidsraamwerk

De toepassing van de systematiek in het generieke veiligheidsraamwerk is vorm gegeven in een methode waarbij van grof naar fijn wordt gewerkt. In eerste instantie worden conservatieve aannames gedaan en wordt de faalkans van de waterkering inclusief de leiding aan de hand van semi probabilistische analyses berekend. Als blijkt dat de faalkans per faalmechanisme, met voldoende marge, kleiner is dan de veiligheidseis kan een veiligheidsoordeel worden vastgesteld. Bij een geringe marge is een meer gedetailleerde analyse door middel van een probabilistische analyse noodzakelijk. Deze probabilistische

analyse dient alleen te worden uitgevoerd voor de kritische faalpaden van het betreffende faalmechanisme.

Geconcludeerd kan worden dat de specifieke toepassing van de systematiek in het generieke WBI veiligheidsraamwerk voor dit referentieproject goed mogelijk is gebleken. De invulling van de faalpaden in de gebeurtenissenbomen binnen de faalmechanismen heeft voor toepassing van vernieuwende elementen gezorgd. Zo is onder andere ook het mogelijk optreden van een sluipend lek beschouwd.

De opgedane inzichten en de gevolgde methodiek van grof naar fijn kunnen dienen als vertrekpunt voor verdere toepassing bij andere referentieprojecten. Vervolgens kan dit handvaten geven voor het door POV K&L op te stellen 'Handelingsperspectief veiligheidsrisico'. Hiermee kan de POV K&L (aan zowel dijk- als leidingbeheerders) handvatten aanreiken om de veiligheid van waterkeringen, inclusief het effect van (potentieel lekkende) leidingen in en nabij waterkeringen adequaat te kunnen beoordelen.

6.2 Aanbevelingen

Onderstaande aanbevelingen zijn gebaseerd op de inzichten uit deze eerste toepassing van de systematiek conform het WBI veiligheidsraamwerk en de in deze studie geïdentificeerde ontwikkelbehoeftes voor het beoordelen van waterkeringen met leidingen:

- 1 Het **veiligheidsraamwerk** is in dit referentieproject goed toepasbaar gebleken door een methodiek van grof naar fijn te hanteren. Invulling vergt vooralsnog specialistische kennis, met name op gebied van probabilistische analyse. Bepaalde onderdelen zijn belangrijk gebleken, zoals de bijdrage van direct falen door een grote erosiekrater aan de totale faalkans. Het is belangrijk om meer dergelijke ervaringen in referentieprojecten op te doen en de synthese ervan in een technisch rapport of technische leidraad aan de praktijk beschikbaar te stellen en bouwstenen aan te leveren voor de verdere doorontwikkeling van het veiligheidsraamwerk t.b.v. het WBI/OI.
- 2 De **faalkansen voor leidingen** o.b.v. de NPR 3659 voor lagedruk stalen leidingen zijn onrealistisch hoog en vatbaar voor discussie. Zeker voor leidingen in waterkeringen waar meldings- en vergunningsplicht van toepassing is. Om bij vervolgprojecten onnodig hoge faalkansschattingen te vermijden is onderzoek nodig naar methodes om de locatie-specifieke faalkans beter te bepalen. Idealiter worden ook realistische default waarden voor verschillende types leidingen gegenereerd. Daarnaast is een nadere uitwerking nodig van de kansbijdrage van verschillende faaloorzaken van leidingen.
- 3 De invloed van **hoogwater-gerelateerde vervormingen** op de belasting en daarmee op de faalkans van een leiding is nog een witte vlek qua kennis. In het specifieke geval Zeeburgereiland van een waterkering met een brede kruin en hoog achterland met een parallelle leiding in de binnenkruin werd dit fenomeen niet van toepassing geacht. Voor andere waterkeringen, zeker met kruisende leidingen, is verwaarlozen van dit aspect niet conservatief.
- 4 Voor de **faalkansanalyse van buitenwaartse macro-instabiliteit** zijn momenteel geen richtlijnen of handvaten beschikbaar. Voor Zeeburgereiland was de val naar extreem laagwater duidelijk dominant waardoor de analyse vrijwel analoog aan binnenwaartse stabiliteit kon worden uitgevoerd. Voor gevallen waar ook andere hydraulische belastingscenario's een significante bijdrage hebben moet nog een methode worden ontwikkeld om de onzekerheid van de hydraulische belasting in zijn totaliteit zuiver mee te nemen. Die methode is dan ook in de Handreiking Faalkansanalyse Macrostabieliteit op te nemen.

- 5 De **kalibratie macro-instabiliteit** voor semi-probabilistische analyses is gebaseerd op binnenwaartse stabiliteit voor 'standaard dijken'. De gekalibreerde relaties tussen schadefactor en betrouwbaarheidsindex zijn niet een-op-een toe te passen op situaties met een sluipend lek of een erosiekrater. De relatie is ook niet afgeleid voor buitenwaartse stabiliteit. De semi-probabilistische schattingen kunnen daarom worden ingepast in de methodiek van grof naar fijn om zo de kritieke onderdelen in de analyse te identificeren. Aanbevolen wordt om de criteria voor de kritieke onderdelen expliciet uit te werken als eenduidige handvaten voor de praktijk. Dit zou kunnen door marges in termen van verschil tussen faalkans en eis te hanteren, of door in eerste instantie een marge in de kalibratie relaties in te bouwen.
- 6 Voor een **sluipend lek** is in deze studie aangenomen dat het dijklichaam hierdoor volledig wordt verzadigd. Voor meer realistische uitgangspunten (inclusief onzekerheden) is het noodzakelijk om handvatten voor de praktijk te ontwikkelen, bijvoorbeeld op basis van grondwaterstromings-analyses.
- 7 Voor een sluipend lek is in deze studie aangenomen dat dit niet gedetecteerd wordt voor optreden van de hydraulische belasting. Indien noodzakelijk is het wel aan te bevelen om **monitoring en beheersmaatregelen** voor een sluipend lek in de analyse mee te nemen.
- 8 De **afmetingen van de erosiekrater** (zoals aangetoond in de gevoeligheids-berekeningen) is afhankelijk van de kansverdeling van de gatdiameter van de leiding. De aanname van de worst case gatdiameter is conservatief. Nadere specificatie van de mogelijke gat diameter van bepaalde leiding typen zouden het mogelijk maken om meer nauwkeurige berekeningen van de de afmetingen van de erosie krater te maken.

REFERENTIES

- POV K&L (2017). Project Overstijgende Verkenning Kabels en Leidingen – Plan van Aanpak. Datum 22 augustus 2017.
- Deltares (2017). Factsheet indirecte mechanismen. Deltares notitie 11200574-007-GEO-0001. Datum 18 september 2017.
- Deltares (2017a). Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating Groene Versie - Macrostabieliteit Binnenwaarts. Deltares rapport 11200575-016-GEO-0005.
- Deltares (2018). WBI Veiligheidsraamwerk Kabels en Leidingen - Generieke uitgangspunten als vertrekpunt voor nadere uitwerking in (pilot) projecten. Deltares rapport 11202225-005-GEO-0001.
- ENW (2009). Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken. Datum 27 maart 2009.
- Fugro (2018). Zetting- en stabiliteitsberekeningen (DO) Dijkversterking Zeeburgereiland. Documentnummer: 1218-0022-000.R01;
- Gemeente Amsterdam (2018). Zeeburgereiland Waterkering fase 2 – Technische uitgangspunten. Kenmerk: 191351;
- HKV (2015). Topduren van meerpeilgolven voor het Markermeer voor trapeziumvormige meerpeilgolven. 16 december 2015, project PR3216.10.
- NEN (NEN 3650 serie, 2012), bestaande uit:
NEN (2012a). NEN 3650-1, Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 1: Algemene eisen,
NEN (2012b). NEN 3650-2, Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 2: Staal,
NEN (2012c). NEN 3650-3, Kunststof,
NEN (2012d). NEN 3650-4, Beton,
NEN (2012e). NEN 3650-5: Gietijzer,
NEN. (2012f). NEN 3651, Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken. Normcommissie 310 004 Transportleidingen.
- WBI (I&M, 2017a). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 – Bijlage III Sterkte en Veiligheid. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- OI (I&M, 2017b). Handreiking ontwerpen met overstromingskansen
Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskans-normen
- Rijkswaterstaat Ministerie van Infrastructuur en Milieu.TNO & Deltares (2017). Methodiek "Falen waterkering als gevolg van falen pijpleiding", fase 1. TNO 2016 R11806A, 23 juni 2017.
- Rijkswaterstaat (2017). Handreiking ontwerpen met overstromingskansen – Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen. Versie OI204v4, februari 2017.
- Rijksinstituut voor Volksgezondheid en Milieu (2015). Handleiding Risicoberekeningen Bevi – Module C. Versie 3.3
- TNO & Deltares (2017). Methodiek "Falen waterkering als gevolg van falen pijpleiding", fase 1. TNO 2016 R11806A, 23 juni 2017.

BIJLAGEN

A Faalkanseisen per faalmechanisme

Onderstaande tabel bevat de gegevens waarmee de faalkanseisen per faalmechanisme zijn afgeleid:

MACRO-INSTABILITEIT

Faalkanseis / vereiste stabiliteit

Norm (ondergrens)	0.01	/jaar
Trajectlengte	28800	m
a	0.033	
b	50	m
lengte-effectfactor	20.2	
faalkansruimte macro-instabiliteit	0.04	
Kans op falen gegeven instabiliteit STBI	1	
Kans op falen gegeven instabiliteit STBU	0.1	
Faalkanseis op doorsnedeniveau STBI	2.0E-05	/jaar
Faalkanseis op doorsnedeniveau STBU	2.0E-04	/jaar
Vereiste betrouwbaarheid op doorsnedeniveau STBI	4.1	
Vereiste betrouwbaarheid op doorsnedeniveau STBU	3.5	
Vereiste schadefactor CSSM STBI	1.03	
Vereiste schadefactor CSSM STBU	0.94	
Modelfactor (UpliftVan)	1.06	
Schematiseringsfactor	1	1.3
Vereiste stabiliteitsfactor CSSM STBI	1.09	1.41
Vereiste stabiliteitsfactor CSSM STBU	1.00	1.30

OVERLOOP/GOLFOVERSLAG

Faalkanseis

Norm (ondergrens)	0.01	/jaar
lengte-effectfactor	2	
faalkansruimte golfoverslag	0.24	
Faalkanseis op doorsnedeniveau golfoverslag	1.2E-03	/jaar
Terugkeertijd	833	jaar

B Faalkansen leidingen

De faalkans van de leiding is ontleend aan tabel 1, 'tentatieve lekkagefrequenties van veldleidingen' van het wijzigingsblad A1 van het NPR 3659. De tabel is hieronder overgenomen. Uitgegaan wordt van het buismateriaal *staal (lage druk)*. De bijbehorende faalkans per strekkende meter leiding is $2,58 \times 10^{-4}$ per jaar.

Tabel B.1 Tentatieve lekkagefrequenties van veldleidingen NPR 3659

Buismateriaal	Faalkans per meter per jaar
staal (hoge druk)	$0,8 \times 10^{-6}$
staal (lage druk)	$2,58 \times 10^{-4}$
grijs gietijzer	58×10^{-4}
nodulair gietijzer	$0,58 \times 10^{-4}$
PVC	$1,58 \times 10^{-4}$
PE	$1,08 \times 10^{-4}$
gewapend beton zonder plaatstalen kern	$0,58 \times 10^{-4}$
gewapend beton met plaatstalen kern	$0,18 \times 10^{-4}$
asbestcement	$0,58 \times 10^{-4}$

Er is een conservatieve werkwijze gehanteerd. De faalkans per strekkende meter is vermenigvuldigd met de lengte van de leiding, 270 meter (begrenzing van de strekkingslengte van het beschouwde dijkvak tussen DWP1 en DWP7), om tot de faalkans van de gehele strekkingslengte van de leiding in de dijk te komen.

In de NPR 3659 wordt geen onderscheid gemaakt tussen een gapend en een sluipend lek. In de BEVI (Rijksinstituut voor Volksgezondheid en Milieu, 2015) wordt wel onderscheid gemaakt tussen een breuk van de leiding en een lek met een effectieve diameter van 20 mm. Van de totale faalkans wordt 75% aan het kleine lek toegekend en 25% aan het grote lek. Voor de opsplitsing van de kans op een lek in de kans op een gapend en sluipend lek is van deze ratio gebruik gemaakt.

Tabel B.2 Faalkansen leiding (cq. kansen op sluipend en gapend lek) voor de leidinglengte van 270m in het betreffende dijkvak

Staal (lage druk)		
	Per meter	Vaklengte
Totaal	2.6E-04	7.0E-02
Gapend lek	6.5E-05	1.7E-02
Sluipend lek	1.9E-04	5.2E-02

C Afmetingen erosiekrater

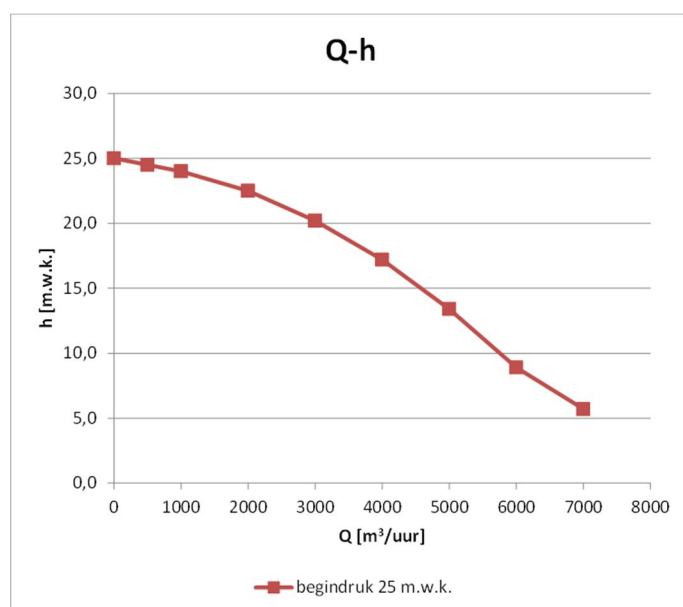
De ontgrondingsstraal R_b is berekend volgens de NEN 3651 (NEN. (2012f)).

Er zijn drie verschillende berekeningen gemaakt voor de ontgrondingsstraal, R_b :

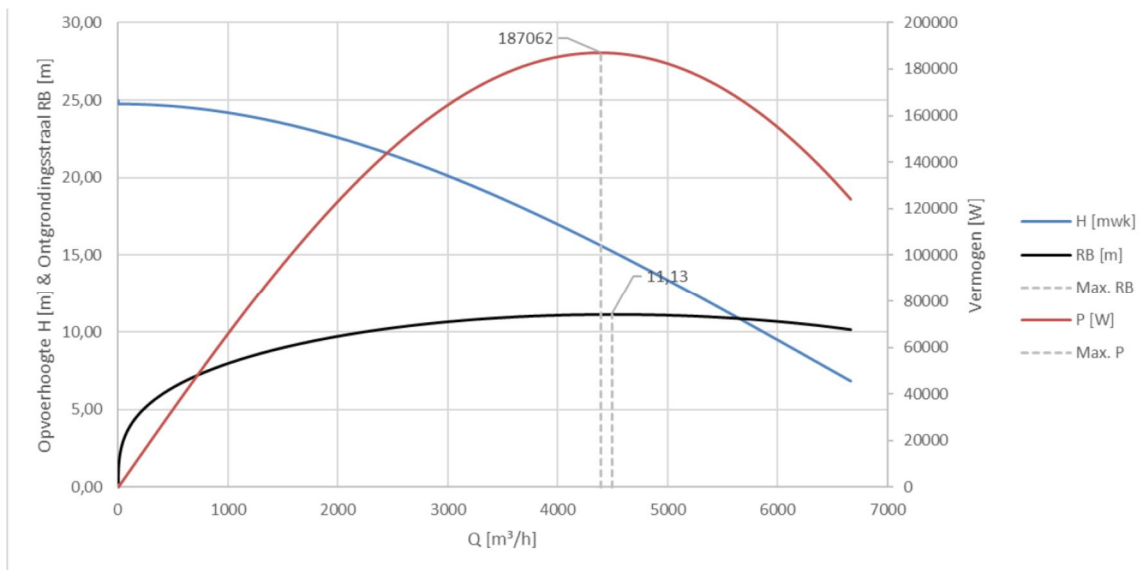
- 1 Deterministische berekening met rekenwaarden;
- 2 Probabilistische berekening met onzekerheid in de empirische coefficient $C = 7,8$;
- 3 Probabilistische berekening met onzekerheid in de empirische coefficient C en de gatgrootte van het lek.

In de eerste twee berekeningen is de gatgrootte van het lek dusdanig gekozen dat dit leidt tot de grootste ontgrondingsstraal. De laatste twee berekeningen zijn gebaseerd op niet onderbouwde aannames voor de gatgrootte en is bedoeld als gevoeligheidsstudie om de potentiële winst in te schatten.

Invoerparameter	Waarde
Uitwendige diameter van de leiding	0,8 meter
Gronddekking	1 meter
Afstand van de leiding tot de buitenkruinlijn	15,4 meter
Q-h relatie	Gegeven in de onderstaande grafiek



Figuur C.1 Q-h relatie (Gemeente Amsterdam, 2018)



Figuur C.2 'Virtuele' pompkromme (Gemeente Amsterdam, 2018)

C.1 Deterministische berekening

In de deterministische berekening is gerekend met veilige waarden voor de invoerparameters. De gatgrootte in de leiding is dusdanig gekozen dat dit leidt tot de grootst mogelijke ontgrondingsstraal.

Invoerparameter	Type	Waarde
Begin druk	determinist	25 m.w.k.
Empirische coëfficiënt, C	determinist	7,8
Gatgrootte leiding	determinist	0,35 m

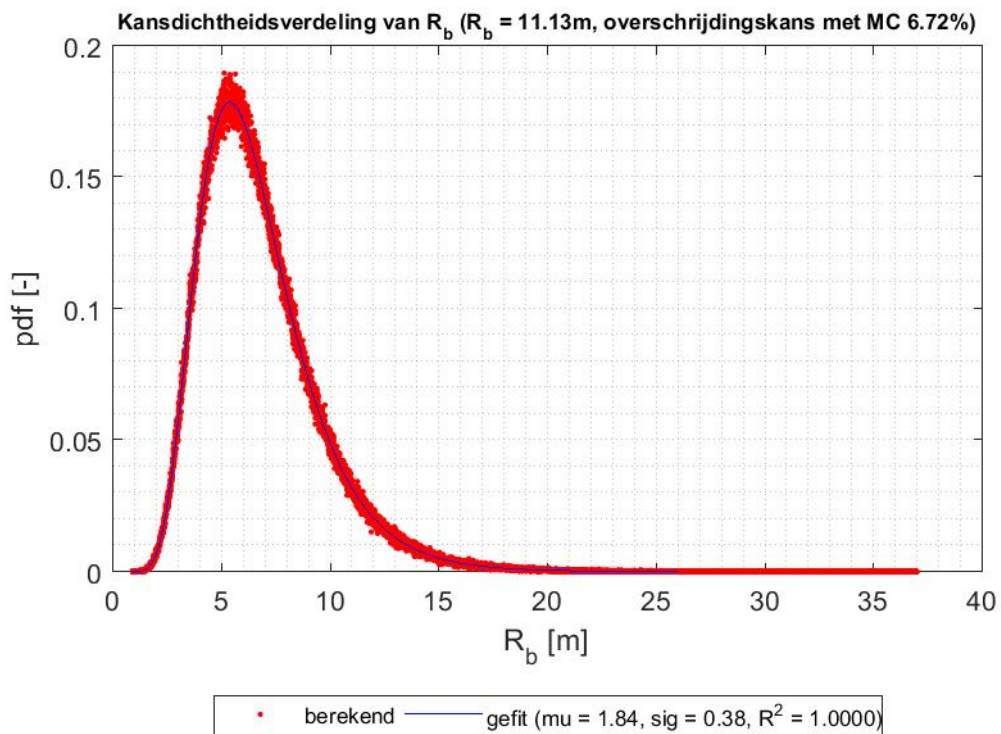
Resultaat is een ontgrondingsstraal, R_b , van 11,13 meter.

C.2 Probabilistische berekening met de empirische coëfficiënt C

In de probabilistische berekening is gerekend met dezelfde veilige aannames als in de deterministische berekening, behalve dat de empirische coëfficiënt C is vervangen door een stochast. De verdeling van de coëfficiënt is ontleent aan Deltaresrapport 1201743-000.

Invoerparameter	Type	Waarde
Begin druk	determinist	25 m.w.k.
Empirische coëfficiënt, C	stochast	LOGN; $\mu=4,72$; $\sigma=1.88$
Gatgrootte leiding	determinist	0,35 m

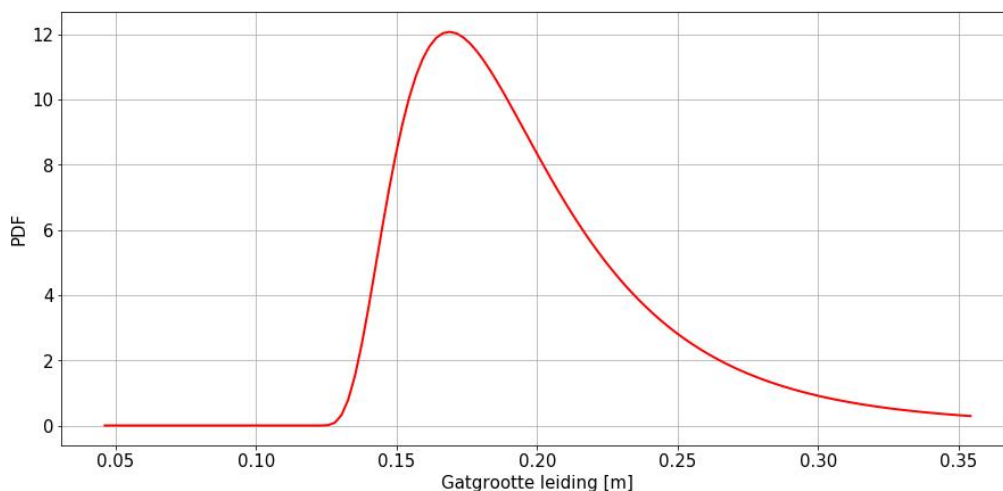
De resulterende lognormale kansverdeling van de ontgrondingsstraal is gegeven in de onderstaande afbeelding. Het resultaat kan beschouwd worden als een conservatieve inschatting van de ontgrondingsstraal.



- C.3 Probabilistische berekening met de empirische coëfficiënt en de gatgrootte van het lek**
 In deze probabilistische berekening is naast de empirische coëfficiënt C ook de gatgrootte in de leiding als stochast meegenomen. Aangezien er geen data beschikbaar is om deze verdeling te onderbouwen is onderstaande verdeling slechts als gevoeligheidsanalyse te beschouwen.

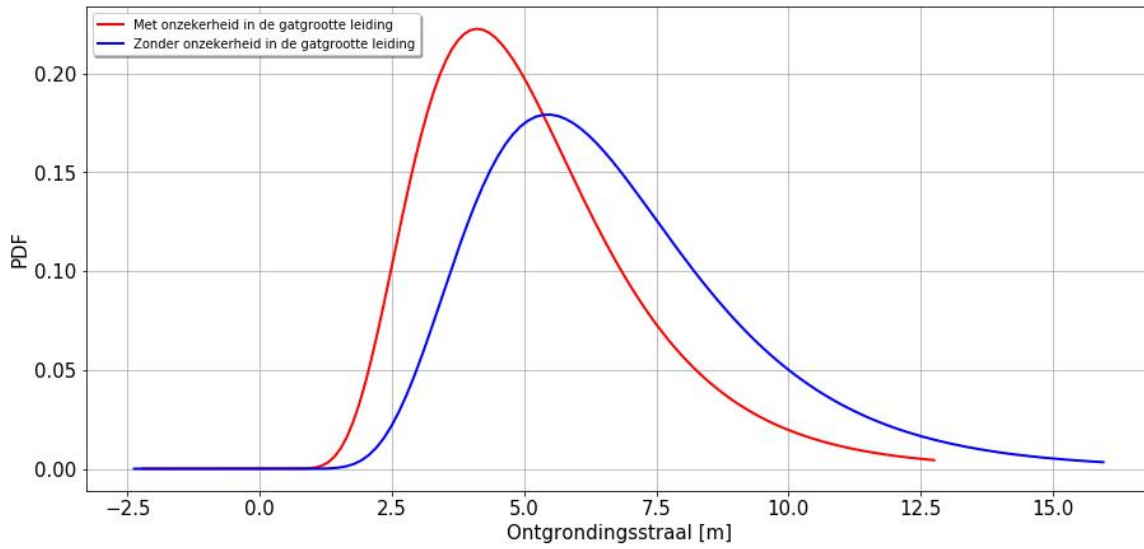
Invoerparameter	Type	Waarde
Begin druk	determinist	25 m.w.k.
Empirische coëfficiënt, C	stochast	LOGN; $\mu=4,72$; $\sigma=1.88$
Gatgrootte leiding	stochast	LOGN; $\mu=0,2$ m; $\sigma=0,05$ m; $\gamma=0,12$ m

Verdeling gatgrootte in de leiding



De resulterende ontgrondingsstraal is weergegeven in onderstaand figuur.

Verdeling ontgrondingsstraal



D Hydraulische belasting

In deze bijlage is de afleiding van de hydraulische belasting (hoogwaterstand, laagwaterstand en terugkeertijd bij overslageis) opgenomen.

D.1 Hoogwaterstand bij norm

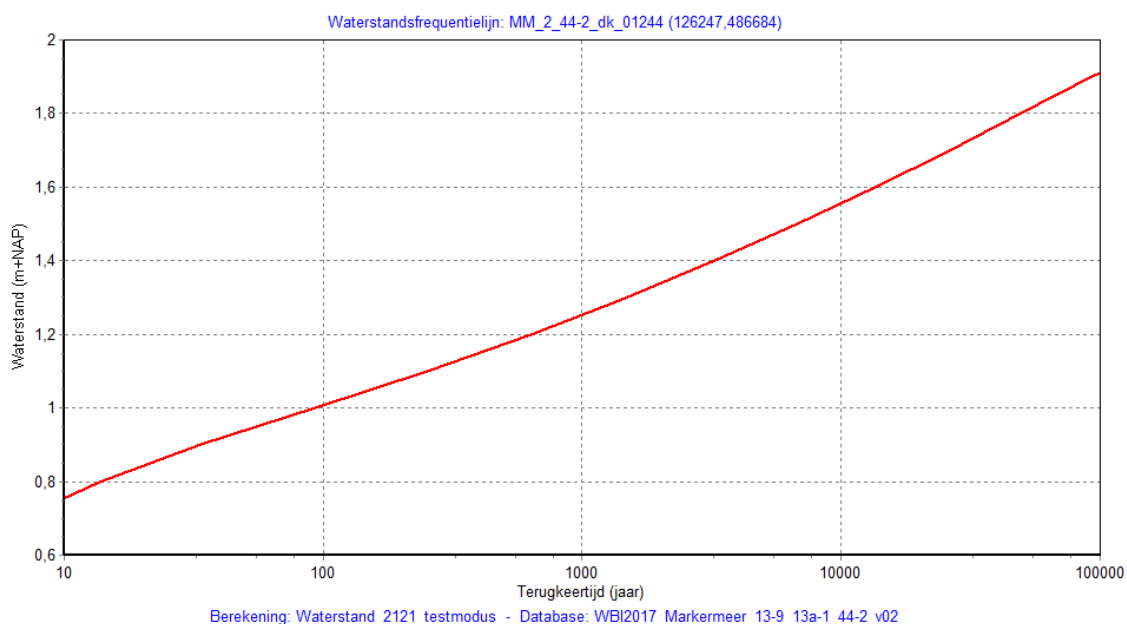
De hoogwaterstand bij norm is berekend met Hydra-NL, versie 2.4.1, in uitvoerlocatie MM_2_44-2_dk_01244 (ZBE 7). Er is rekening gehouden met een meerpeilstijging van 0,18 m (voor het zichtjaar 2121), dit is al in de resultaten verwerkt.

In de Tussentijdse wijziging van het Nationaal Waterplan is voor het **IJsselmeer** als doel geformuleerd dat tot 2050 geen peilverhoging zal plaatsvinden en dat de peilverhoging tussen 2050 en 2100 maximaal 0,30 m zal bedragen.

Essentieel in dit verband is, dat er nog geen duidelijkheid is of zeespiegelstijging na 2100 leidt tot peilverhoging op het IJsselmeer.

Voor de bepaling van de peilstijging op het **Markermeer** kan gebruik worden gemaakt van het Addendum bij de Leidraad Zee- en Meerdijken. Uitgangspunt daarbij is dat peilstijging op het IJsselmeer voor 60% doorwerkt in peilstijging op het Markermeer. Dit betekent dat er tot 2050 op het Markermeer geen sprake zal zijn van peilstijging en dat de peilstijging in 2100 maximaal 0,18 m zal bedragen. In het rapport is de meerpeilstijging van 0,18 m in 2100 ook gehanteerd voor het zichtjaar 2121 (dat betekent dat het rapport op dit onderdeel mogelijk niet conservatief is).

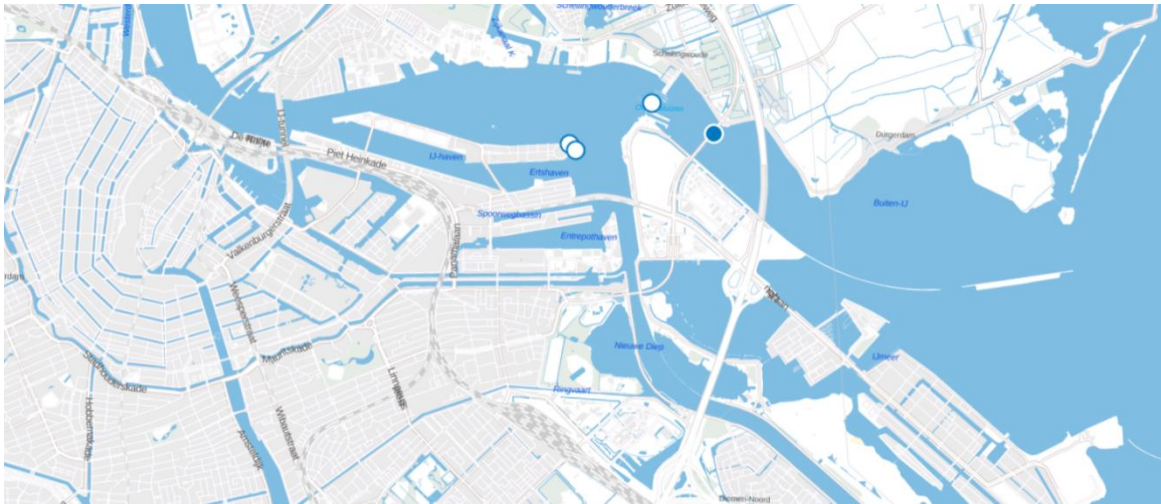
In Hydra-NL zijn de onzekerheden in de hydraulische belastingen al meegenomen. Het toevoegen van onzekerheidstoeslagen is dus niet meer nodig. De waterstand tegen de terugkeertijd is opgenomen in de onderstaande afbeelding en tabel.



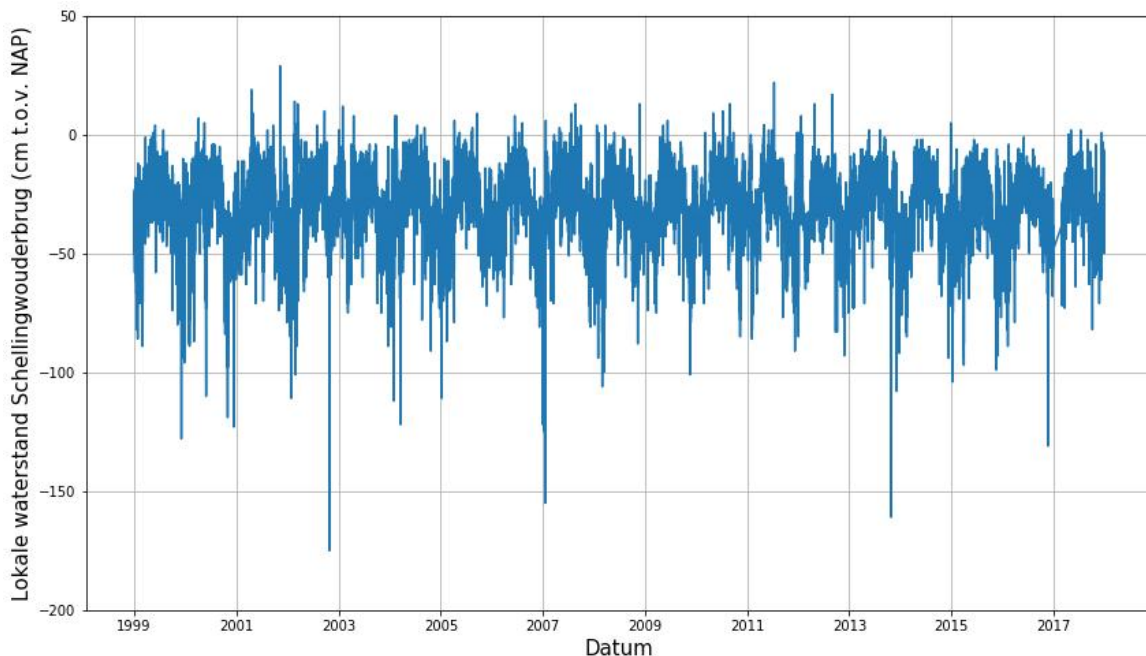
Figuur D.1 Waterstandsfrequentielijn MM_2_44-2_dk_01244.

D.2 Laagwaterstand

De verdeling van de laagwaterstand kan niet berekend worden met Hydra-NL en is gefit met een Gumbel verdeling op basis van de jaarlijkse minimum waterstand tussen 1999 en 2017 ter plaatse van de Schellingwouderbrug¹. De locatie van het meetstation, de meetreeks en de gefitte verdeling inclusief data is opgenomen in de onderstaande afbeeldingen. De laagwaterstand bij norm, 1/(100 jaar), is NAP-2,00 m.

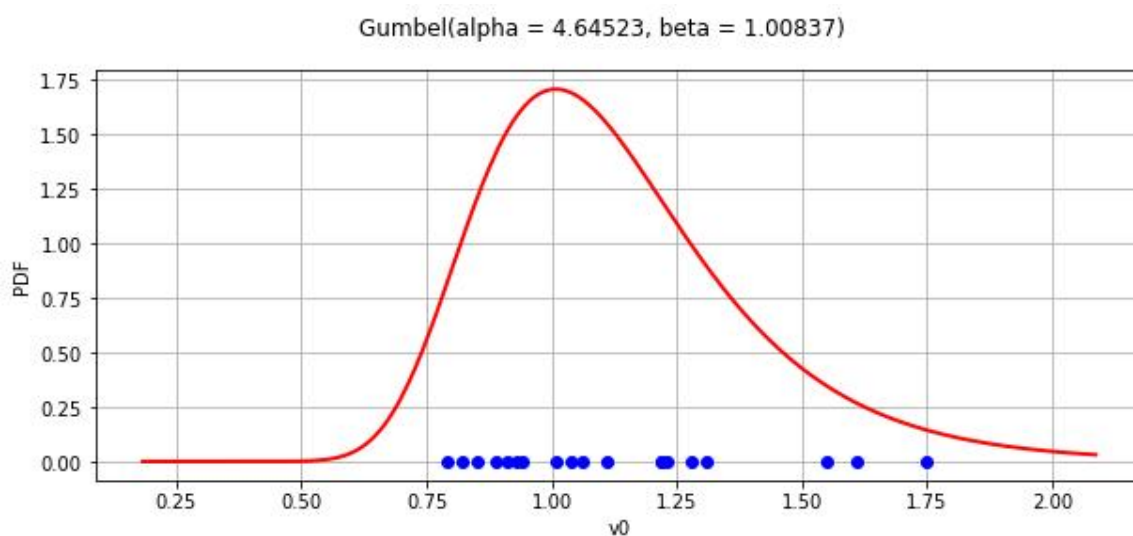


Figuur D.2 Locatie meetstation Schellingwouderbrug.



Figuur D.3 Meetreeks waterstand Schellingwouderbrug.

¹ <https://www.rijkswaterstaat.nl/water/waterdata-en-waterberichtgeving/waterdata>



Figuur D.4 Kansverdeling jaarlijkse minimum waterstand.

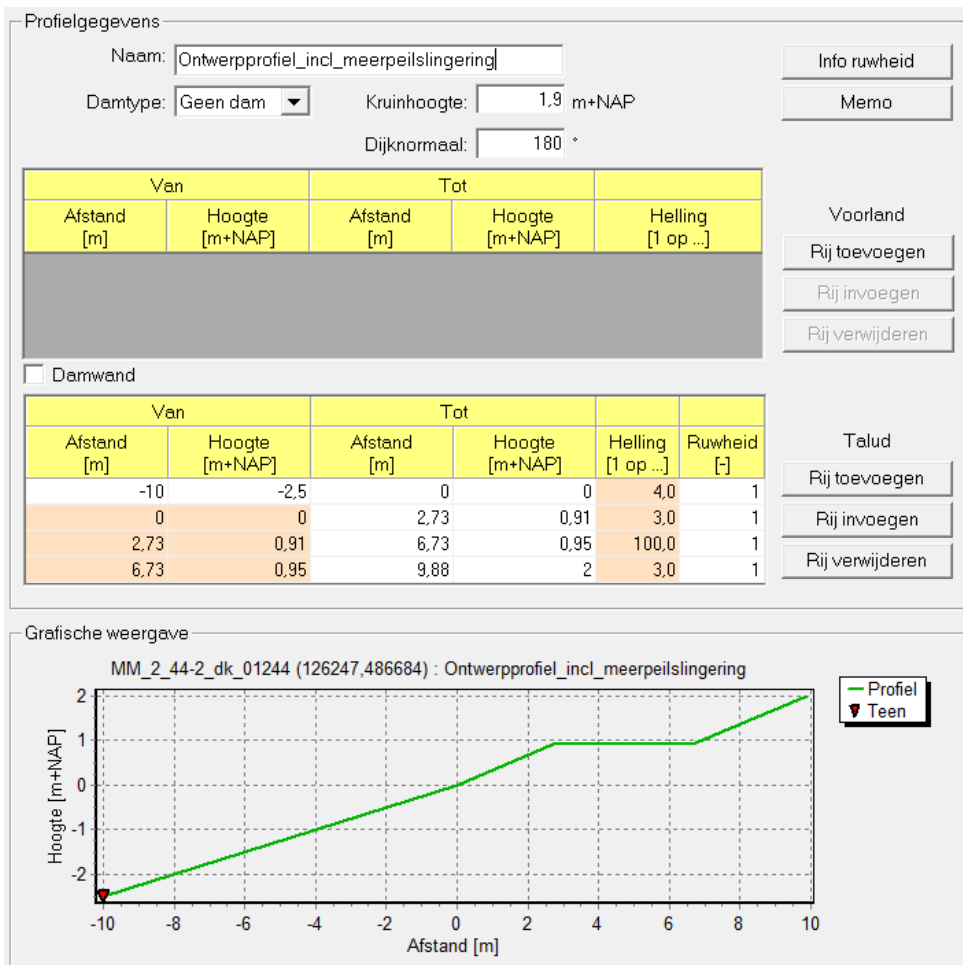
D.3 Overschrijdingskans kritiek overslagdebiet

Bij verschillende overslagdebieten is de overschrijdingskans per jaar berekend met Hydra-NL. Er is rekening gehouden met een meerpeilstijging van 0,18 m (voor het zichtjaar 2121), dit is al in de resultaten verwerkt (voor meer info over meerpeilstijging zie D.1).

Daarnaast is er rekening gehouden met meerpeilslingering van 0,1 m, dit is in het profiel verwerkt (fictief verlagen van de dijkhoogte met 0,1 m). In Hydra-NL zijn de onzekerheden al meegenomen. Het toevoegen van onzekerheidstoelagen is dus niet meer nodig. De resultaten zijn opgenomen in de onderstaande tabel. In de onderstaande afbeelding is het gebruikte profiel opgenomen, dit profiel is ontleend aan de aangeleverde profielen.

Kritiek overslagdebiet [l/s/m]	Terugkeertijd [jaar]	Overschrijdingskans [/jaar]
0,1	25 634	3,90E-05
1,0	43 780	2,28E-05
5,0	63 698	1,57E-05
10,0	75 266	1,33E-05

Aangezien de invloed van de waterstand in de berekeningen relatief groot is, is het verschil in overschrijdingskans tussen de verschillende overslagdebieten klein.



Figuur D.5 Profiel waterkering Zeeburgereiland, als gebruikt in Hydra-NL.

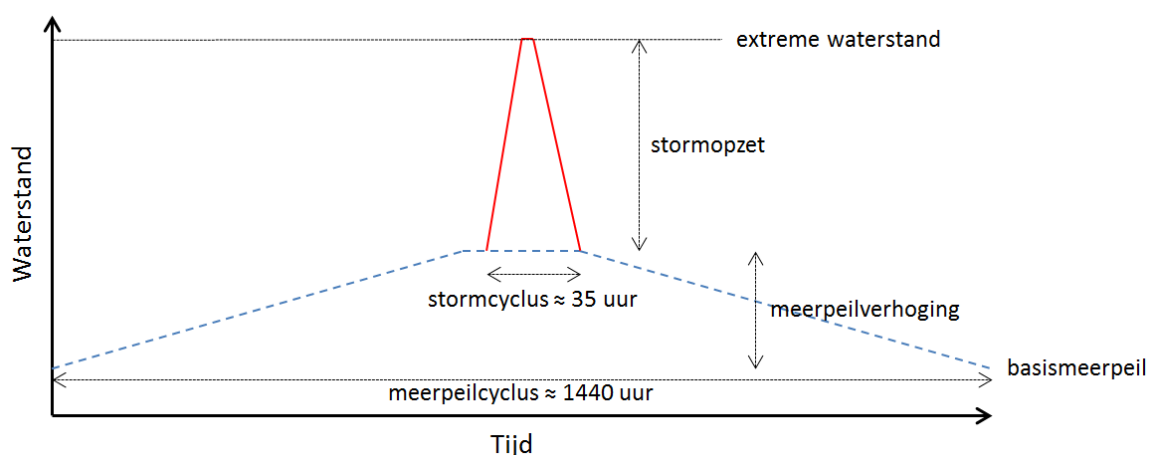
E Kans op hoogwater vóór herstel

De faalkans van de leiding en de kans op instabiliteit zijn beide gedefinieerd als jaarkansen, kans per jaar. Gegeven dat de dijk alleen faalt ten tijde van een belasting (jaarlijks hoogwater of jaarlijks extreem laagwater), vallen deze gebeurtenissen niet zondermeer samen. In deze bijlage is beschouwd wat de kans is dat het falen van de leiding en de belastingsituatie van de dijk samenvallen.

De kans dat deze gebeurtenissen tegelijkertijd optreden hangt af van de duur van de belasting en de detectie- en herstelperiode van de ontgrondingskrater, 'het gevolg' van leiding falen. Deze zijn hieronder beschouwd.

E.1 Duur hoogwater

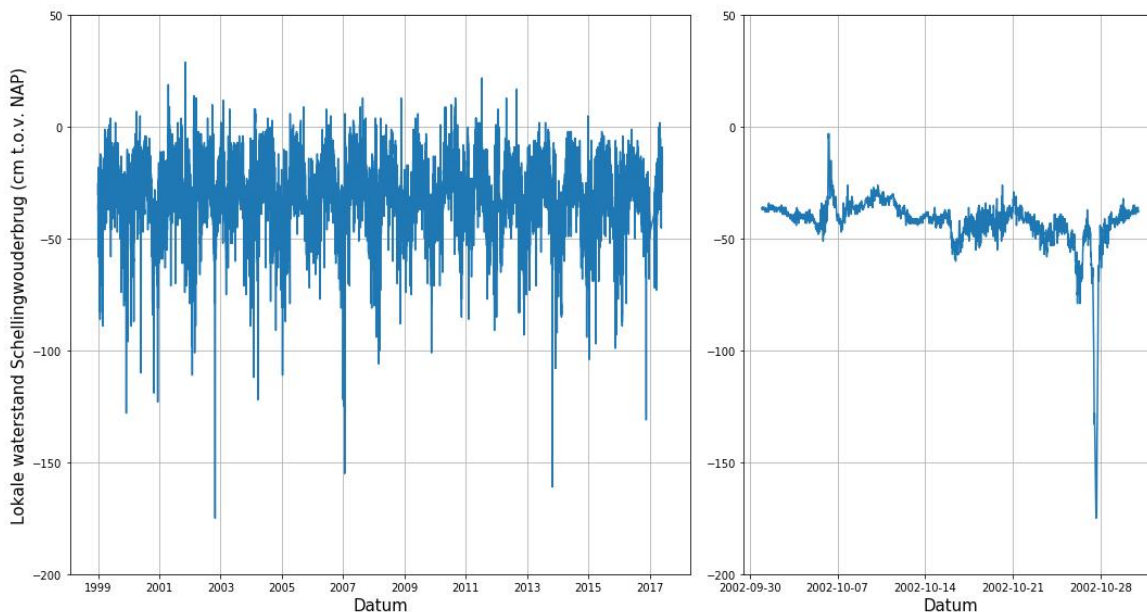
Hoogwater bij Zeeburgereiland is het gevolg van een hoog meerpeil (gemiddelde waterstand op het Markermeer) en een stormgebeurtenis, noordoostenwind. De karakteristieke duur van de stormcyclus is 35 uur, de karakteristieke duur van een meerpeilcyclus is 2 maanden (als weergegeven in de onderstaande afbeelding). De topduren van beide zijn echter veel korter (4 uur respectievelijk 4 dagen) (HKV, 2015). In eerste instantie kan, en is in deze studie, conservatief 2 maanden (60 dagen) aangehouden voor de duur van de extreme waterstand.



Figuur E.1 Schematische schets waterstandsverloop Markermeer.

E.2 Duur extreem laagwater

Extreem laagwater wordt volledig gedomineerd door een harde aflandige stormgebeurtenis, zuidwestenwind. In de onderstaande afbeelding is dit voor het extreem laagwater in oktober 2002 goed te zien. De duur van een dergelijk laagwater is in de orde van uren, of conservatief dagen. In deze studie is de duur vastgesteld op 3 dagen. In de tijdreeks is ook duidelijk te zien dat de val naar extreem laagwater significant groter is dan de val van hoogwater naar gemiddeld meerpeil (de pieken naar beneden zijn extremer).



Figuur E.2 Voorbeeld val naar extreem laagwater, oktober 2002.

E.3 Ontdek- en hersteltijd gapend lek

Een gapend lek leidt tot een erosiekrater. Gegeven de ligging van de dijk in bewoond gebied, de aanwezigheid van een verkeersweg op de kering is de kans op een lange ontdektijd verwaarloosbaar. De hersteltijd is in deze studie vastgesteld op 2 weken². In principe kan deze hersteltijd nog significant verkleind worden.

De duur van de verschillende gebeurtenissen is opgenomen in onderstaande tabel:

	Duur
Ontdek- en herstelperiode gapend lek	0,5 maand / 15 dagen
Duur hoogwater	2 maanden / 60 dagen
Duur extreem laagwater	3 dagen

De kans dat de gebeurtenissen elkaar overlappen kan berekend worden met de onderstaande vergelijking:

$$P_{\text{overlap}} = \frac{\text{duur}_{\text{gebeurtenis 1}} + \text{duur}_{\text{gebeurtenis 2}}}{\text{referentie periode}}$$

Voor de kans op hoogwater tijdens herstel gapend lek betekent dit een kans van 0.21 per jaar en voor de kans op extreem laagwater tijdens herstel gapend lek betekent dit een kans van 0.05.

² Dit zou bijvoorbeeld het geval kunnen zijn indien de krater aan het begin van de kerstvakantie ontstaat en pas na de vakantie wordt hersteld.

F Semi-probabilistische stabiliteitsanalyses

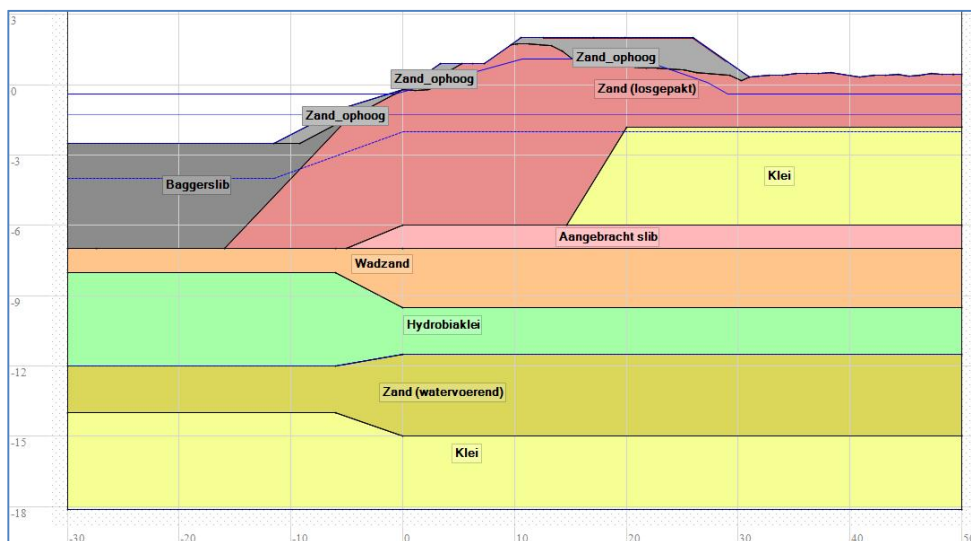
De berekeningen en uitgangspunten van de semi-probabilistische stabiliteitsanalyses zijn in deze bijlage opgenomen.

F.1 Uitgangspunten

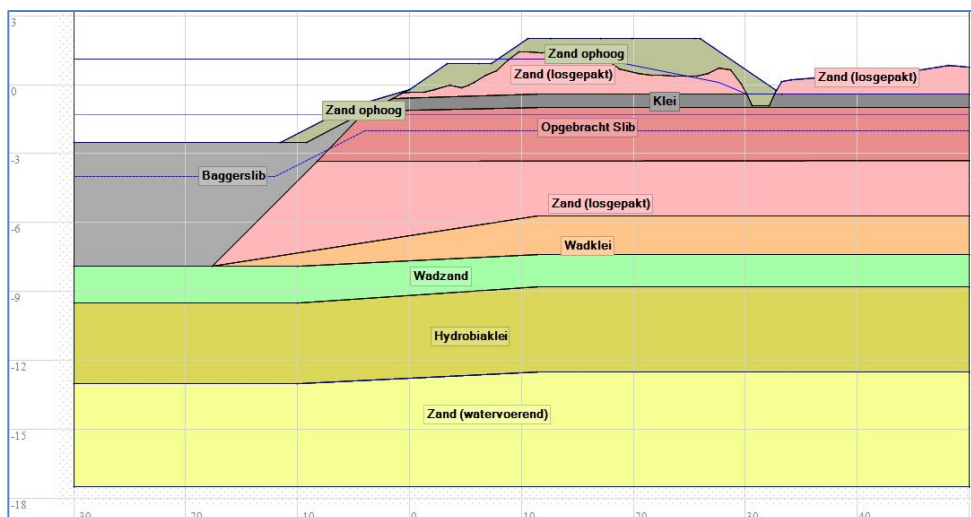
Hieronder zijn de uitgangspunten (profiel, grondopbouw, sterkte-eigenschappen, erosiekrater, waterspanningen en verkeersbelasting) opgenomen.

F.1.1 Profiel en grondopbouw

Het dijkprofiel met een kruinhoogte van NAP +2,00 m en de grondopbouw zijn overgenomen uit de aangeleverde stabiliteitsanalyses door Fugro (Fugro, 2018).



Figuur F.1 Dwarsprofiel 3.



Figuur F.2 Dwarsprofiel 5.

F.1.2 Sterkte-eigenschappen

De sterkte-eigenschappen uit de aangeleverde berekeningen zijn gedraineerde sterkte-eigenschappen, vermoedelijk ontleend van tabelwaarden. Om aan te sluiten bij het WBI2017 zijn de sterkte-eigenschappen ongedraineerd bepaald op basis van tabelwaarden uit het WBI2017. De relevante sterkte-eigenschappen zijn opgenomen in de onderstaande tabel.

Parameter	Waarde	Opmerking
Zand, ophoog, ϕ	32,5	Teruggerekend van de gedraineerde parameters (zonder materiaalfactor)
Zand losgepakt, ϕ	30	Teruggerekend van de gedraineerde parameters (zonder materiaalfactor)
Klei, S	0,2	Minimum waarde volgens het WBI2017
Klei, m	0,86	Volgens het WBI2017 ($\mu;vc$)=(0,90;0,03)
Klei, POP	15 kPa	
Opgebracht slib, S	0,2	Minimum waarde volgens het WBI2017
Opgebracht slib, m	0,86	Volgens het WBI2017 ($\mu;vc$)=(0,90;0,03)
Opgebracht slib, POP	5 kPa	
Baggerslib, S	0,2	Minimum waarde volgens het WBI2017
Baggerslib, m	0,86	Volgens het WBI2017 ($\mu;vc$)=(0,90;0,03)
Baggerslib, POP	0 kPa	

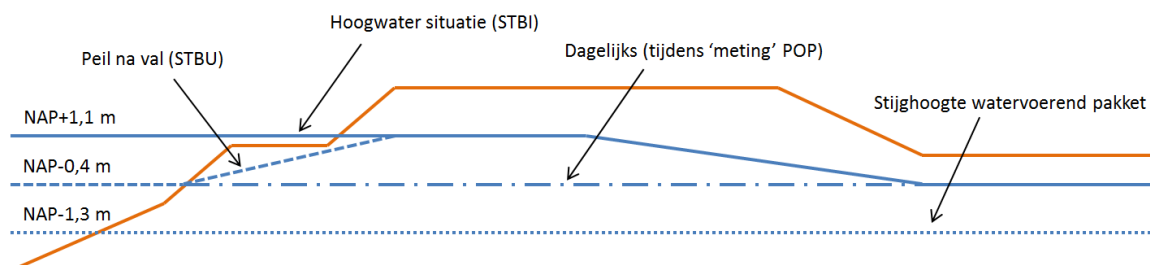
De dieper gelegen lagen (wadklei, wadzand, hydrobiaklei en zand watervoerend) uit het aangeleverde profiel zijn niet relevant voor de stabiliteitsberekeningen en niet omgezet naar ongedraineerde parameters.

F.1.3 Erosiekrater

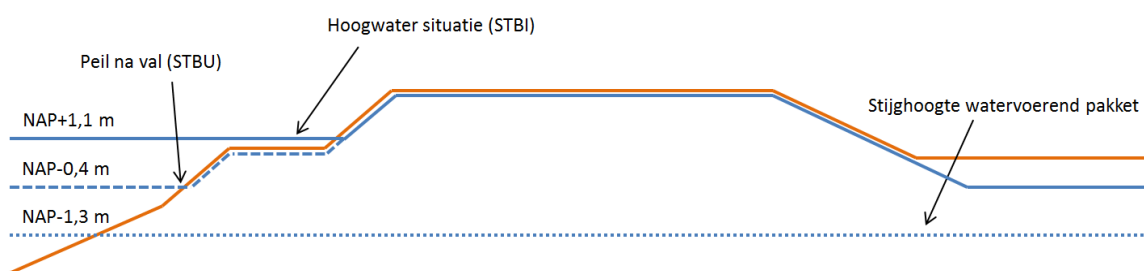
De breedte van de erosiekrater gegeven een gapend lek is bepaald met karakteristieke waarden voor de invoerparameters op 11,13 m. De berekening van de erosiekrater is opgenomen in bijlage C.

F.1.4 Waterspanningen

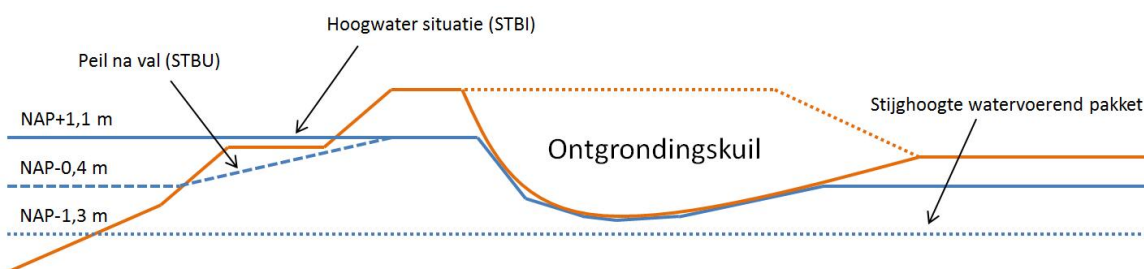
Het verloop van de freatische lijn voor de berekening zonder falen van de leiding is ontleend van de aangeleverde berekening. Gegeven een sluipend lek is conservatief een volledig verzadigde dijk aangenomen. Gegeven een gapend lek is de freatische lijn gelijk gesteld aan maaiveld. In de onderstaande schetsen zijn de waterspanningen schematisch weergegeven.



Figuur F.3 Waterspanningen gegeven geen lek.



Figuur F.4 Waterspanningen gegeven sluipend lek.



Figuur F.5 Waterspanningen gegeven gapend lek.

	Hoogteligging [m] t.o.v. NAP
Hoogwater bij norm (1/100 jaar)	1,1
Extreem laagwater bij norm (1/100 jaar)	-2,0
Streefpeil	-0,4
Polderpeil	-0,4
Stijghoogte watervoerend pakket	-1,3

F.1.5 Verkeersbelasting

In overeenstemming met het WBI is voor de binnenwaartse stabiliteitsberekeningen geen verkeersbelasting en voor de buitenwaartse stabiliteitsberekeningen wel verkeersbelasting meegenomen. Voor de buitenwaartse stabiliteitsberekeningen met gapend lek is geen verkeersbelasting meegenomen. Omdat het hier om een ontwerpcontext gaat zijn de stabiliteitsfactoren STBI vervolgens ook inclusief verkeersbelasting in beeld gebracht (zie F.2).

Eigenschap	Waarde
Consolidatie klei en sliedlagen	0,0
Consolidatie zandlagen	1,0
Belasting	13,3 kPa
Breedte belasting	2,5 m
Spreadingshoek	45 graden

Omdat het om een dijkversterkingsontwerp gaat worden voor binnenwaartse macrostabiliteit tevens de resultaten inclusief verkeersbelasting getoond om de robuustheid van het eindresultaat te onderbouwen.

F.1.6 Faaldefinitie

De dijk is gedefinieerd als gefaald indien er minder dan 2 meter kruin overblijft na de eerste afschuiving. Gegeven een ontgrondingskuil worden kleinere cirkels dus relevant. De keuze voor 2 meter sluit aan bij het technisch rapport actuele sterkte (ENW (2007)).

F.1.7 Software

Er is gerekend met de Deltares projectsoftware van DGeo-Stability, versie 18.1.0.405. Er is gerekend met het model Uplift-Van.

F.2 Stabiliteitsfactoren

De berekende stabiliteitsfactoren met het model Uplift-Van zijn opgenomen in de onderstaande tabellen.

Dwarsprofiel 3	Geen leiding falen	Sluipend lek	Gapend lek
STBI	2,95	2,55	1,26
STBU val na HW	1,57	1,47	1,57
STBU extreem LW	1,36	1,20	1,31

Dwarsprofiel 5	Geen leiding falen	Sluipend lek	Gapend lek
STBI	2,03	1,66	1,28
STBU val na HW	1,38	1,22	1,04
STBU extreem LW	1,39	1,04	0,91

De stabiliteitsfactoren STBI zijn berekend zonder verkeersbelasting. In een ontwerpcontext moet wel verkeersbelasting in rekening worden gebracht in tegenstelling tot de hier beschouwde toekomstige toetsituatie volgens het WBI. De stabiliteitsfactoren STBI inclusief verkeersbelasting voor DWP 3 komen uit op 2.68 zonder leiding falen en 2.28 voor een sluipend lek; voor DWP 5 op 1.80 zonder leiding falen en 1.54 voor een sluipend lek. Voor een gapend lek is het rekenen met verkeersbelasting niet realistisch omdat de erosiekrater praktisch te hele kruin beslaat.

Deze berekende stabiliteitsfactoren maken duidelijk dat ook bij toepassing van verkeersbelasting de resultaten voor het faalmechanisme STBI (voor een sluipend lek) niet kritiek zal worden in de analyse.

F.3 Faalkans

De stabiliteitsfactoren zijn met de kalibratierelatie ' $\beta = (\gamma_n - 0.41)/0.15$ ' (Rijkswaterstaat (2017) omgerekend naar faalkansen (per jaar). Hierin is β de betrouwbaarheidsindex en γ_n de schadefactor (stabiliteitsfactor SF / modelfactor γ_d). De modelfactor voor het gebruikte model, Uplift-Van, is $\gamma_d = 1,06$. De schematiseringsfactor γ_b bij de klassieke berekeningen is bij de faalkansberekeningen niet van toepassing.

Dwarsprofiel 3	Geen leiding falen	Sluipend lek	Gapend lek
STBI	1,1E-56	1,1E-40	1,0E-07
STBU val na HW	4,6E-13	3,7E-11	4,6E-13
STBU extreem LW	2,9E-09	7,4E-07	1,8E-08

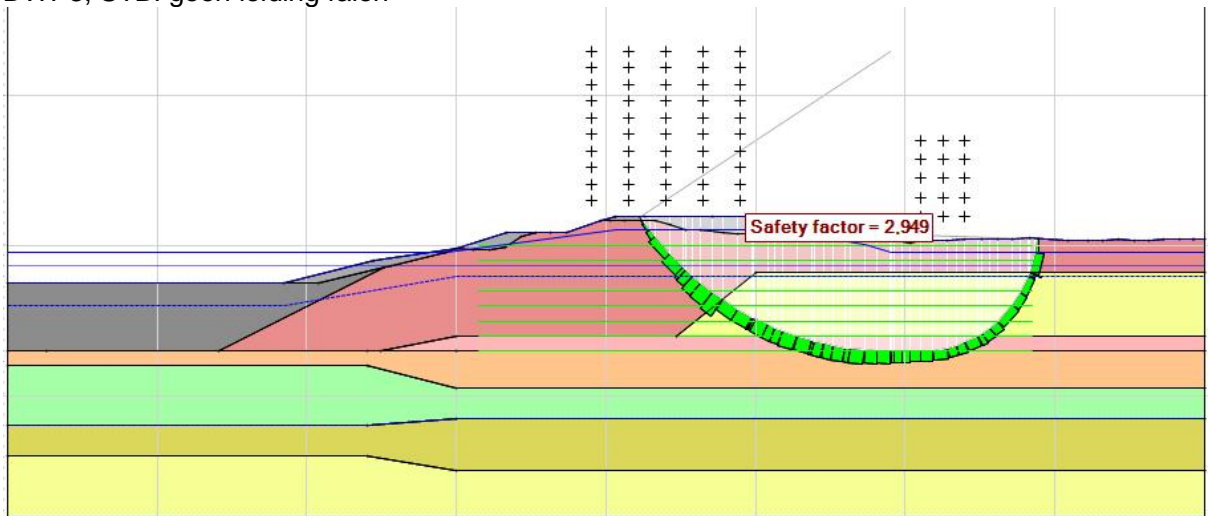
Dwarsprofiel 5	Geen leiding falen	Sluipend lek	Gapend lek
STBI	5,4E-24	6,4E-15	5,3E-08
STBU val na HW	1,4E-09	3,9E-07	7,0E-05
STBU extreem LW	9,3E-10	7,0E-05	1,4E-03

Voor de STBU analyses is het scenario 'val van gemiddeld naar laagwater' maatgevend aangezien de afluende, zuidwesten, winden significant sterker zijn dan de aanlandige, noordoosten, winden.

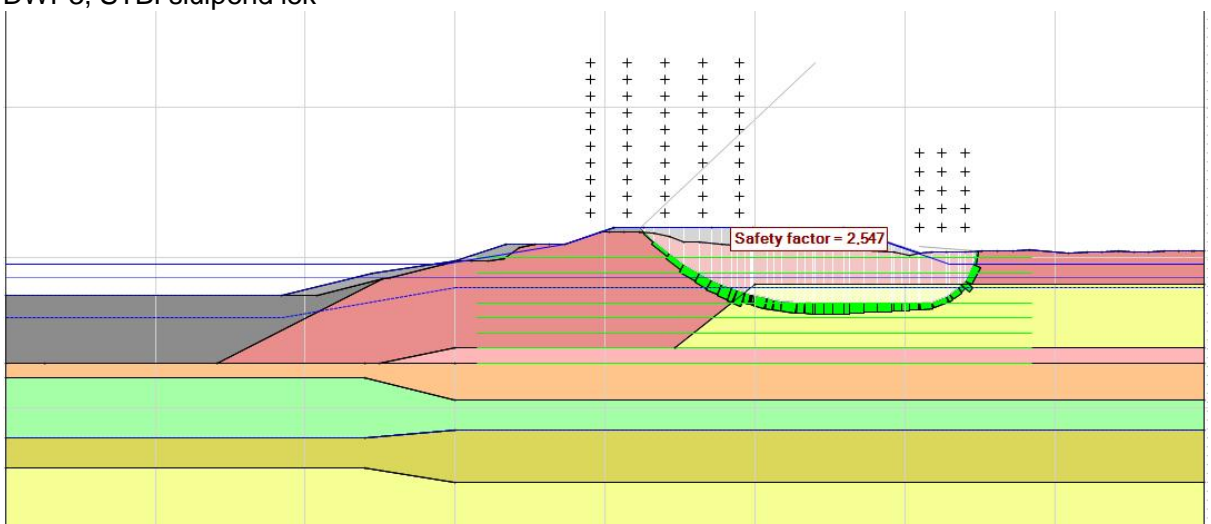
F.4 Screenshots berekende glijvlakken

De berekende glijvlakken van de 18 scenario's zijn hieronder bijgevoegd.

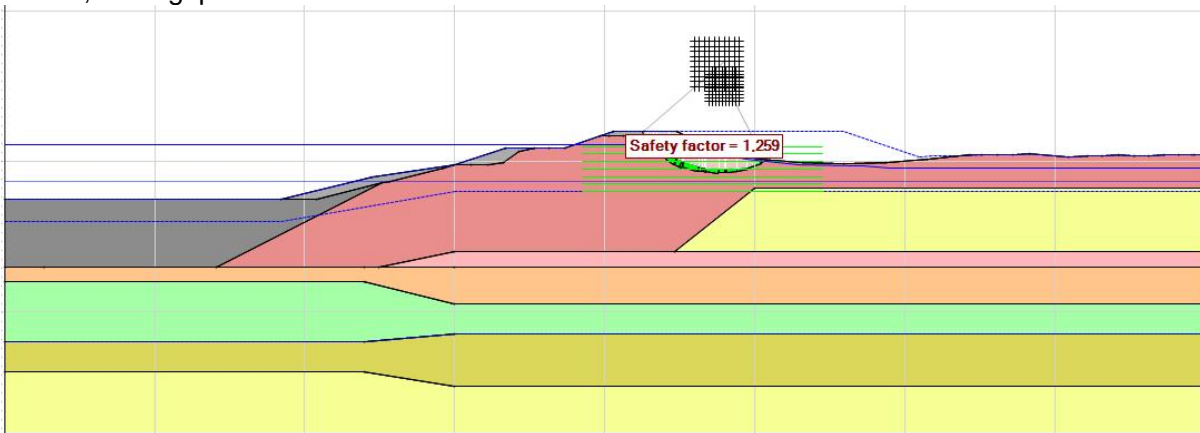
DWP3, STBI geen leiding falen



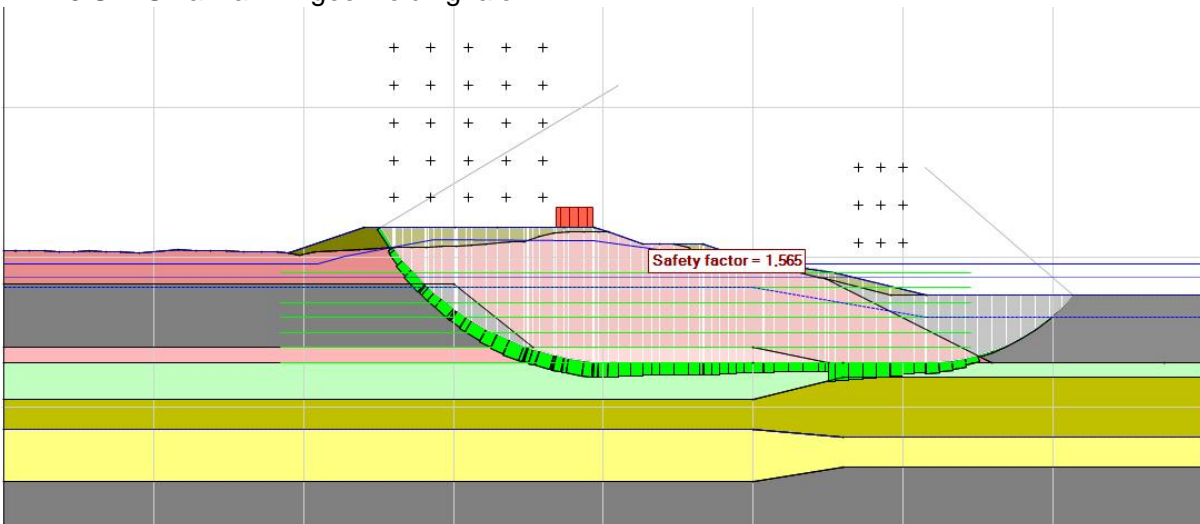
DWP3, STBI sluipend lek



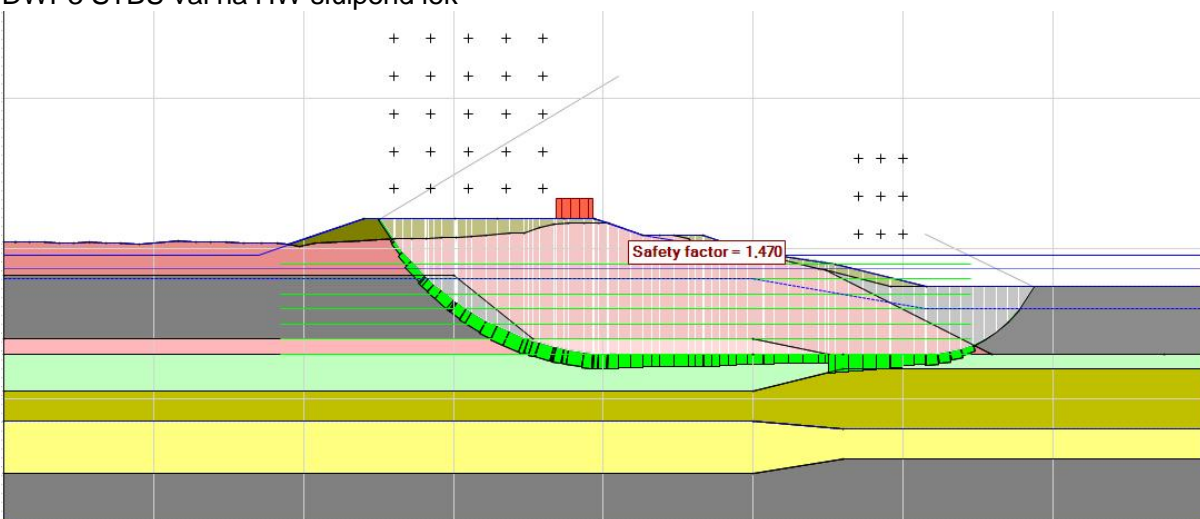
DWP3, STBI gapend lek



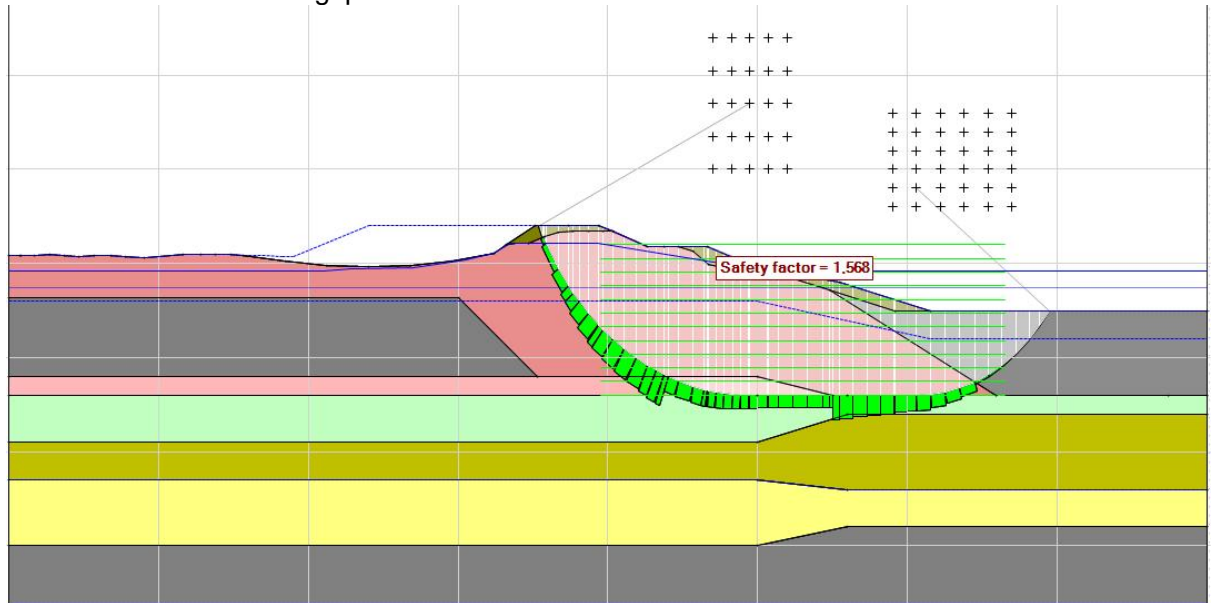
DWP3 STBU val na HW geen leiding falen



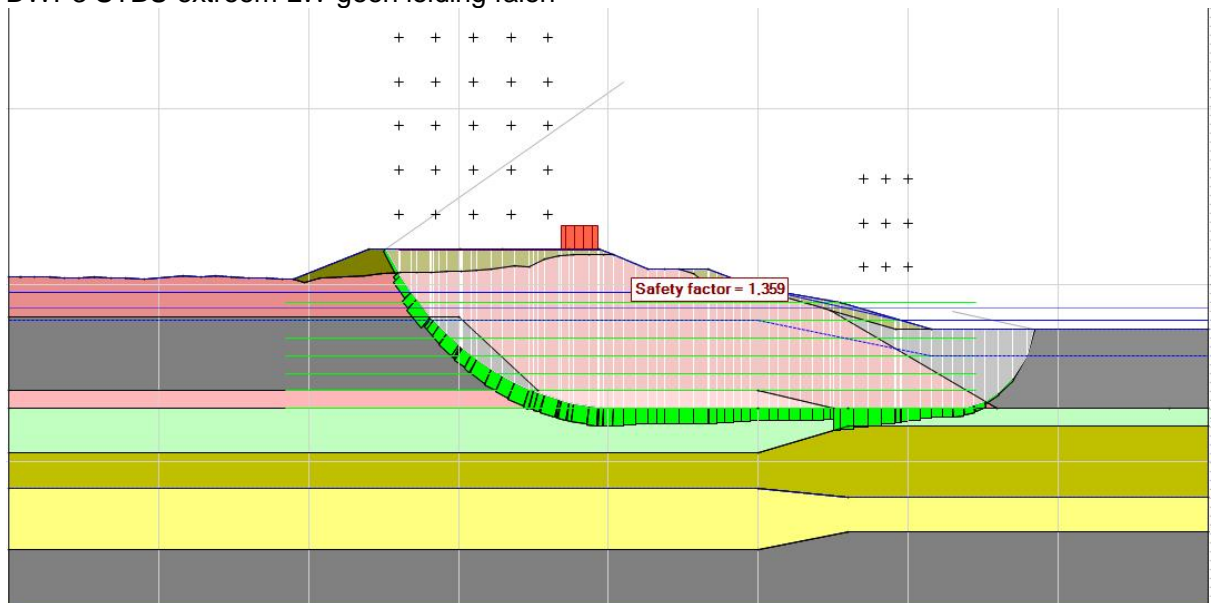
DWP3 STBU val na HW sluipend lek



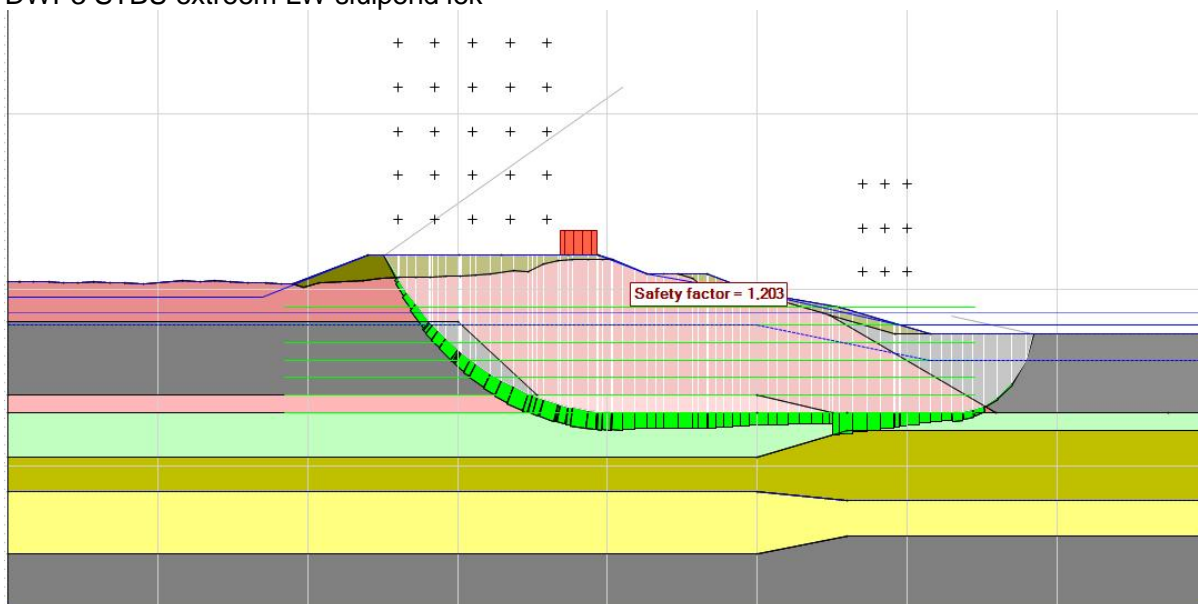
DWP3 STBU val na HW gapend lek



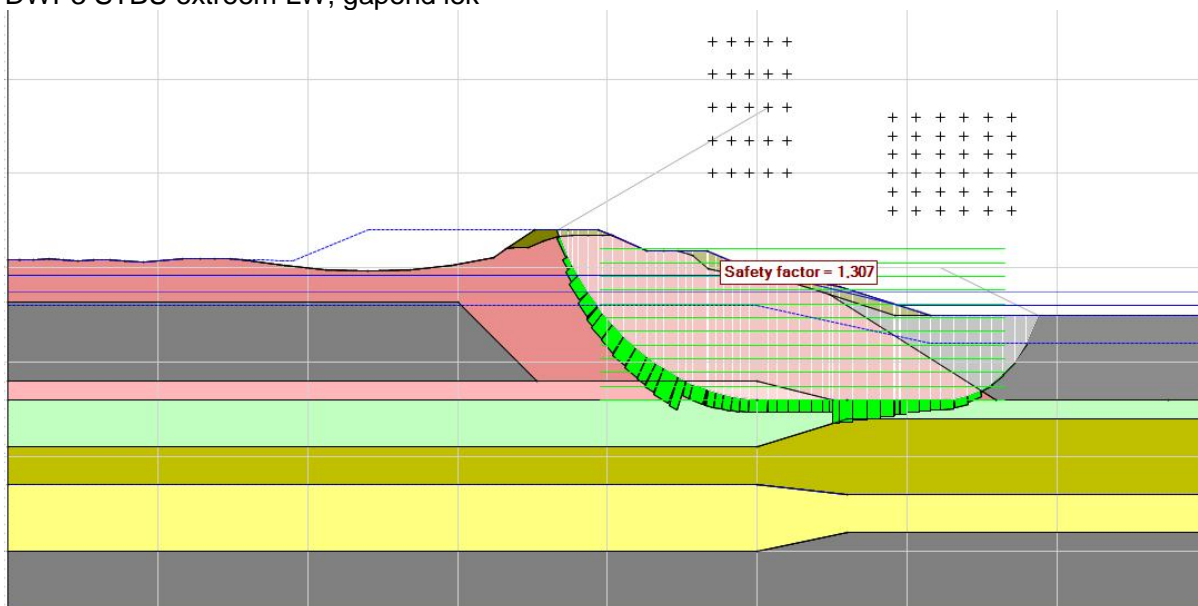
DWP3 STBU extreem LW geen leiding falen



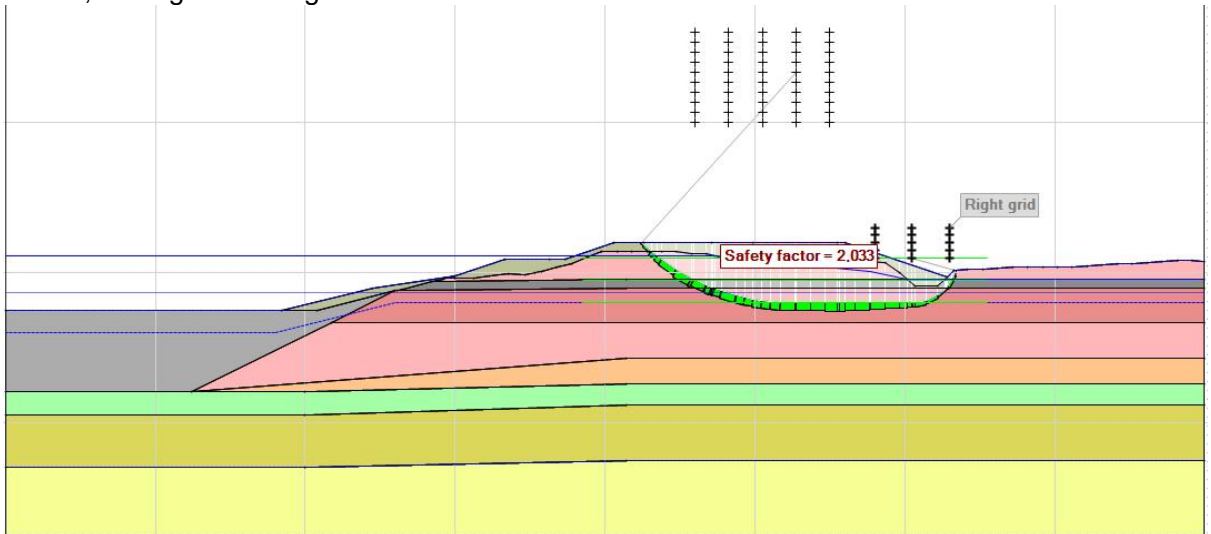
DWP3 STBU extreem LW sluipend lek



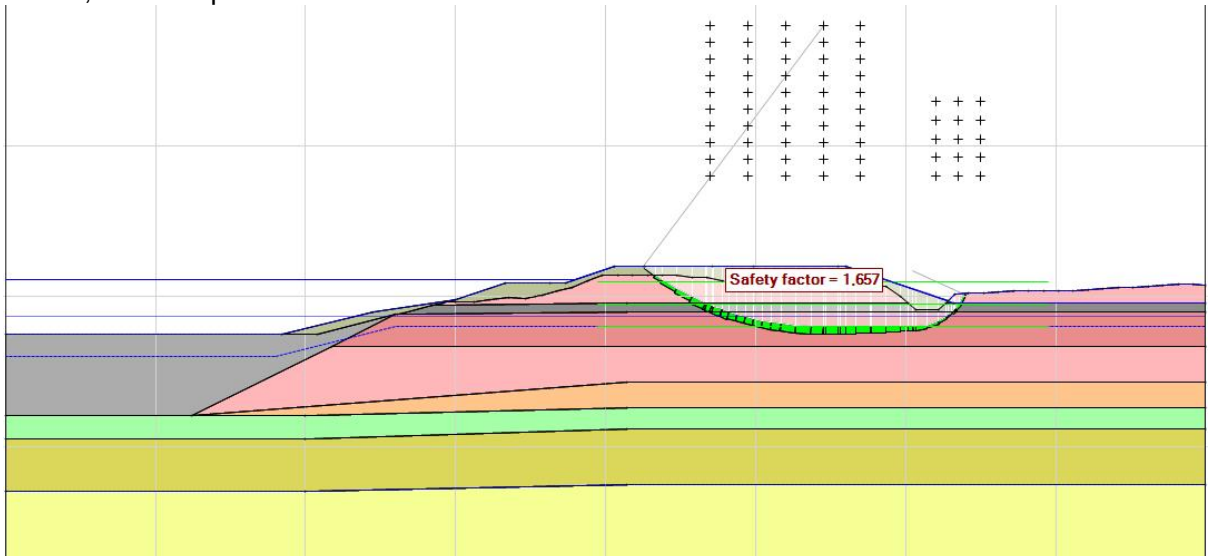
DWP3 STBU extreem LW, gapend lek



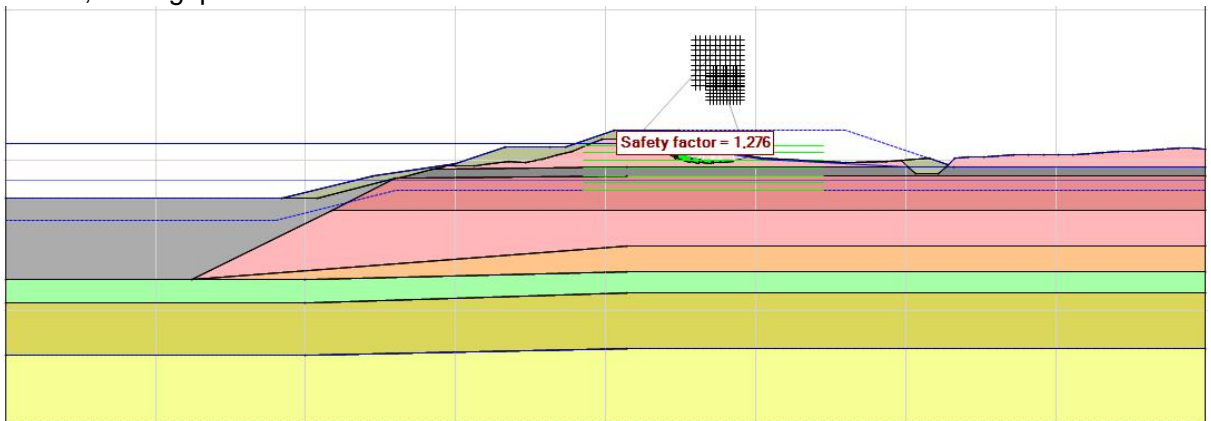
DWP5, STBI geen leiding falen



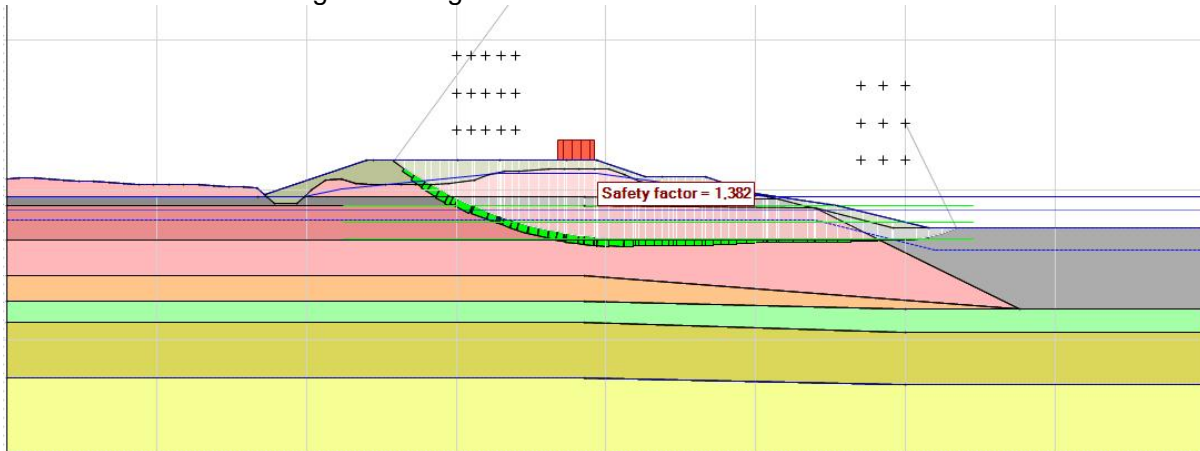
DWP5, STBI sluipend lek



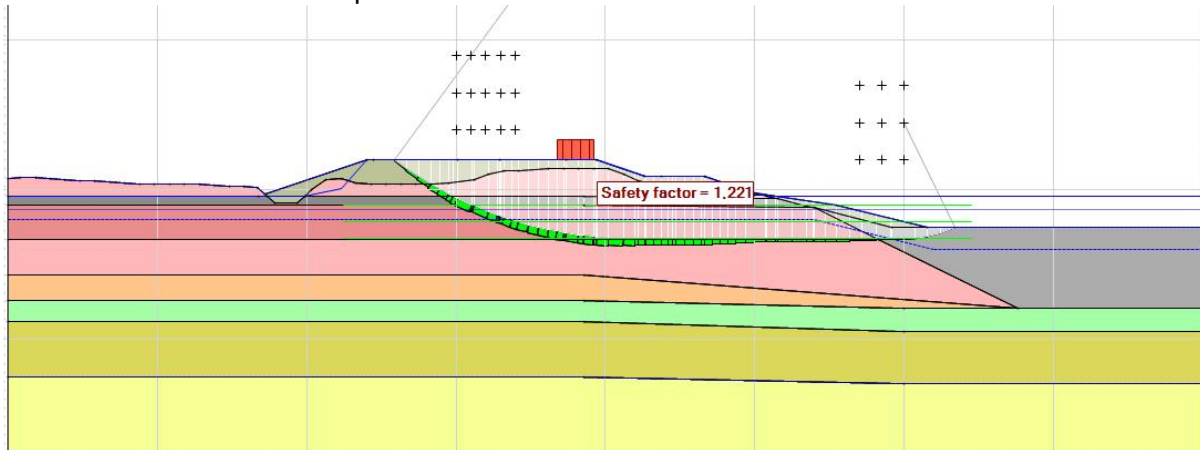
DWP5, STBI gapend lek



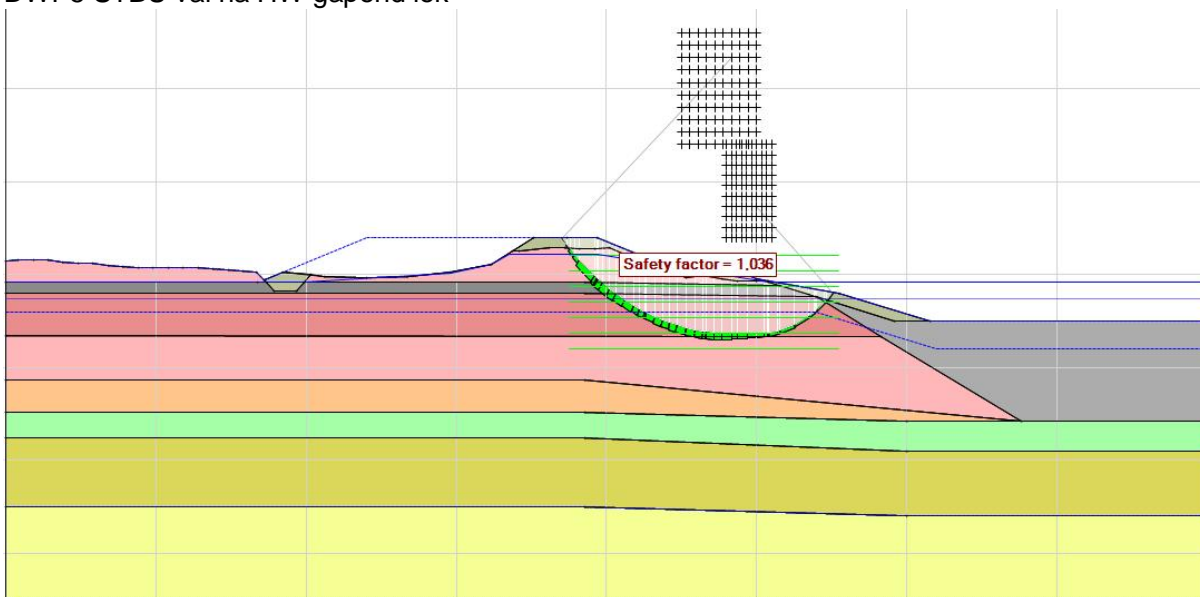
DWP5 STBU val na HW geen leiding falen



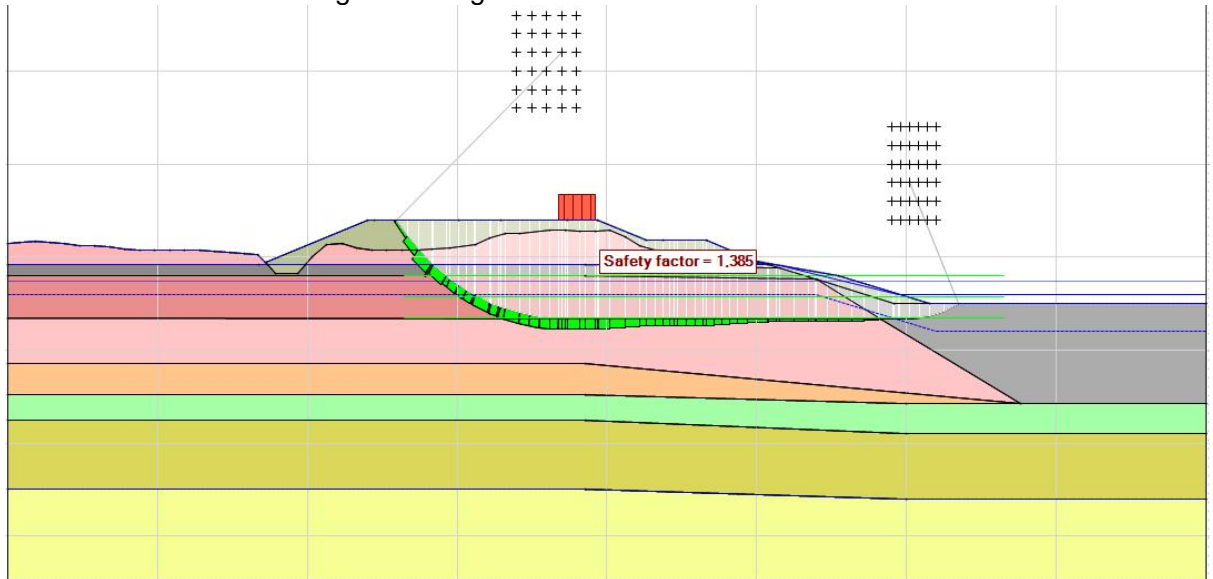
DWP5 STBU val na HW sluipend lek



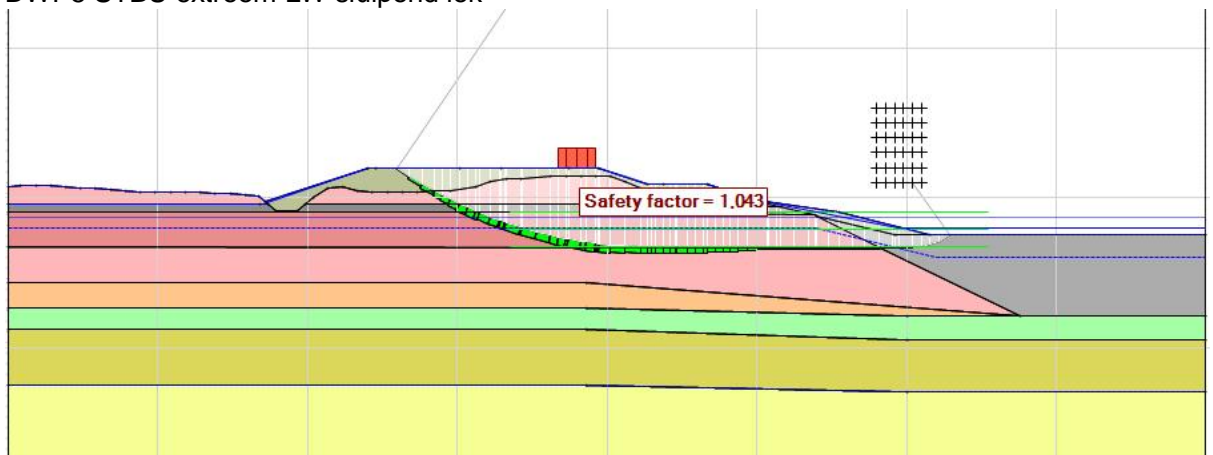
DWP5 STBU val na HW gapend lek



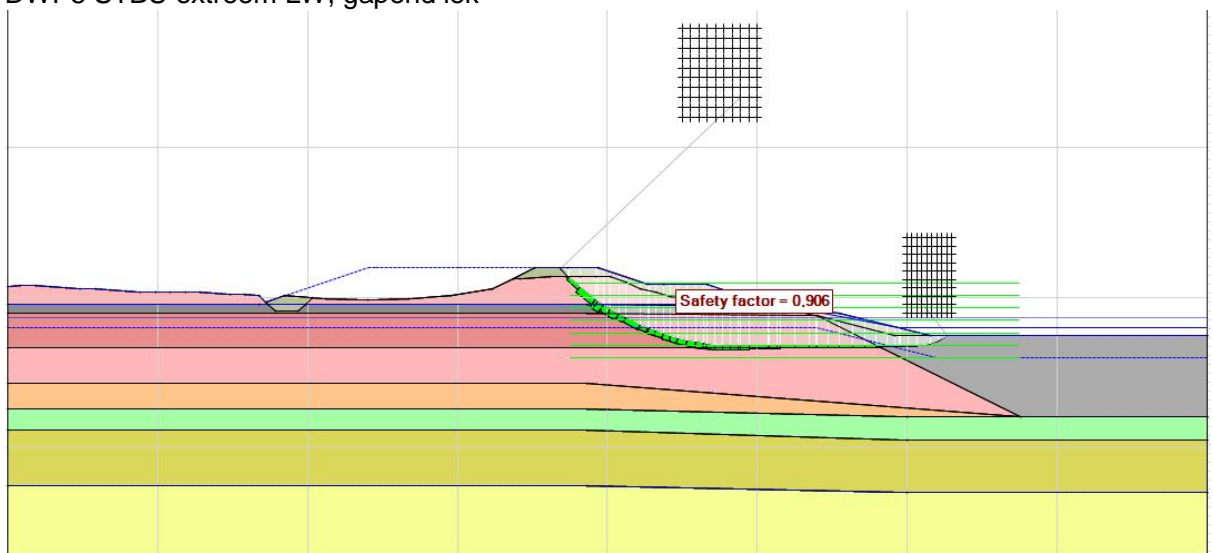
DWP5 STBU extreem LW geen leiding falen



DWP5 STBU extreem LW sluipend lek



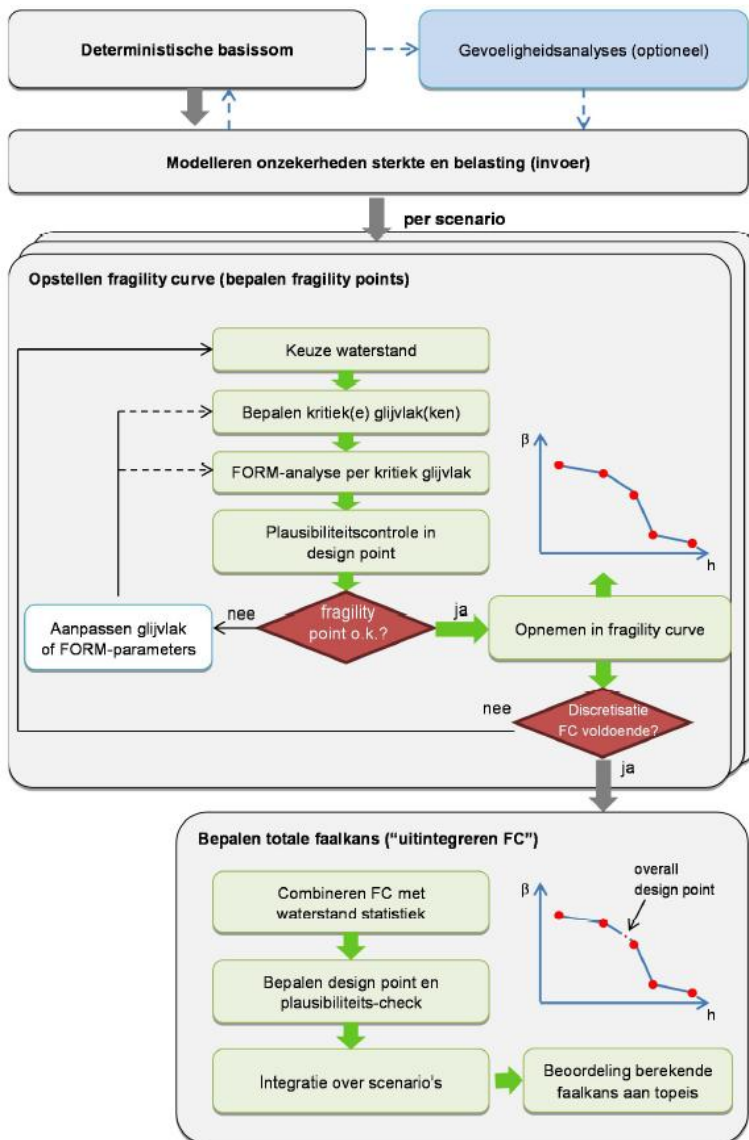
DWP5 STBU extreem LW, gapend lek



G Volledig probabilistische faalkansanalyse STBU voor DWP5

De berekeningen van de kansen op buitenwaartse instabiliteit van de waterkering gegeven een sluipend lek en een gapend lek, voor een val naar laagwater zijn opgenomen in deze bijlage.

De probabilistische berekening is uitgevoerd volgens de methodiek uit de Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiteit, versie oktober 2017 (Deltares (2017a)). Het stroomschema van de methodiek is opgenomen in de onderstaande afbeelding. Elke stap in de methodiek is hieronder behandeld per faalscenario van de leiding.

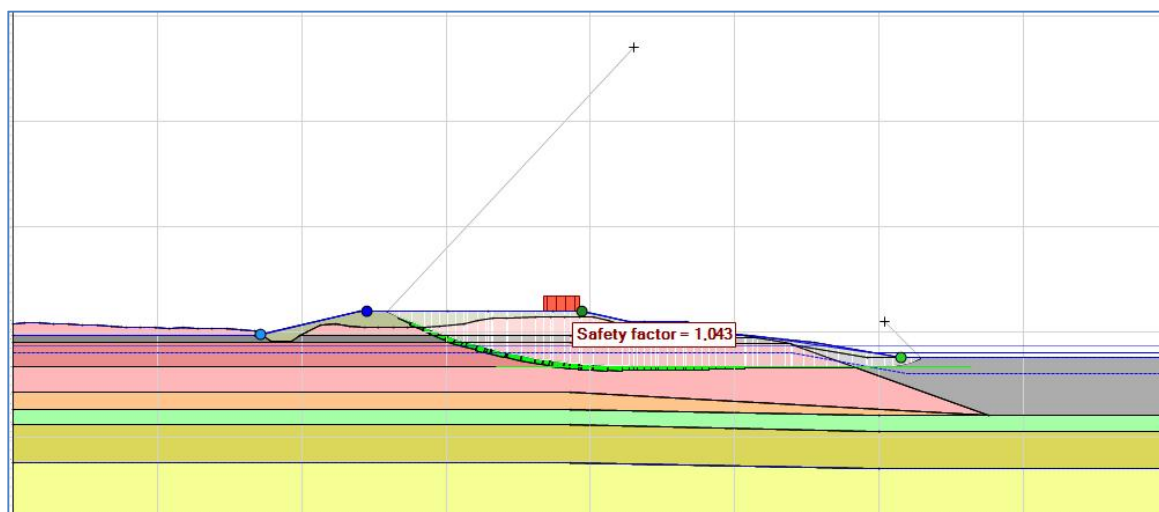


Figuur G.1 Stroomschema faalkansanalyse macrostabiteit (Deltares, 2017a)

G.1 Sluipend lek

G.1.1 Deterministische basissom

De deterministische berekening is volgens het WBI2017 uitgevoerd met karakteristieke 5%-ondergrenswaarden voor de sterkteparameters en een val naar laagwater behorende bij een overschrijdingskans getalsmatig gelijk aan de norm van het waterkeringstraject, 1/(100 jaar).



Figuur G.2 Basissom val naar extreem laagwater gegeven sluipend lek, DWP5.

G.1.2 Gevoeligheidsanalyses

De gevoeligheidsstudie is uitgevoerd voor verschillende kraterbreedtes en waterstand. Daarnaast is een deterministische berekening met gemiddelde waarden en met ondiepere glijcirkels gemaakt.

#	Laagwaterstand	Gemiddeld/ Karakteristiek	Opmerkingen	Stabiliteitsfactor
1	NAP-2,00 m	Karakteristiek	Basissom	1,04
2	NAP-2,00 m	Karakteristiek	Ondiepe cirkel (door klei)	2,30
3	NAP-2,00 m	Karakteristiek	Ondiepe cirkel (door zand)	3,36
4	NAP-0,40 m	Karakteristiek	-	1,21
5	NAP-1,00 m	Karakteristiek	-	1,13
6	NAP-1,50 m	Karakteristiek	-	1,08
7	NAP-2,50 m	Karakteristiek	-	1,03
8	NAP-2,00 m	Gemiddeld	-	1,39

Uit de gevoeligheidsstudie kan worden geconcludeerd dat:

- De ligging van het glijvlak bijna niet wijzigt voor verschillende laagwaterstanden;
- Ondiepere glijcirkels niet relevant zijn;
- Het effect van een waterstandsval voor lagere waterstanden steeds kleiner wordt.

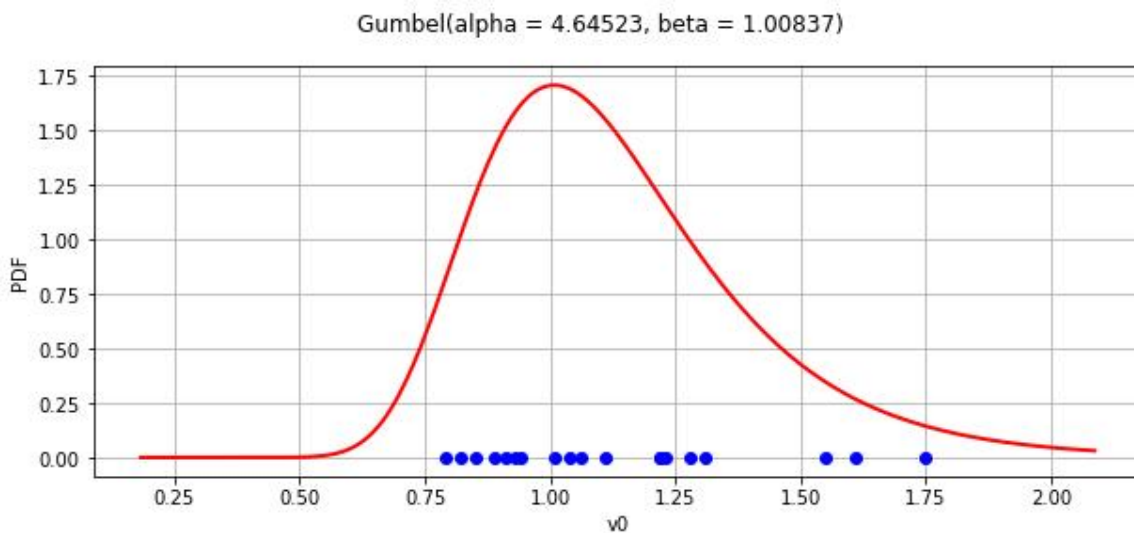
G.1.3 Sterkteparameters

De sterkteparameters zijn niet afgeleid van locatiespecifieke metingen maar bepaald op basis van tabelwaarden uit het WBI2017. De verdelingen zijn opgenomen in de onderstaande tabel

Parameter	Verdeling	μ	σ	V.C.	Kar _{5%}	Deterministisch
Zand, ophoog, ϕ	LOGN	35,5	-	0,05	32,7	32,5
Zand losgepakt, ϕ	LOGN	32,5	-	0,05	29,9	30,0
Klei, S	LOGN	0,25	0,03	-	0,20	0,20
Klei, m	NORM	0,90	-	0,03	0,86	0,86
Klei, POP	LOGN	25,0	-	0,25	16,2	15,0
Opgebracht slib, S	LOGN	0,25	0,03	-	0,20	0,20
Opgebracht slib, m	NORM	0,90	-	0,03	0,86	0,86
Opgebracht slib, POP	LOGN	7,5	-	0,25	4,9	5,0
Baggerslib, S	NORM	0,25	0,03	-	0,20	0,20
Baggerslib, m	LOGN	0,90	-	0,03	0,86	0,86

G.1.4 Hydraulische belasting

De hydraulische belasting bestaat uit een beginwaterstand vanaf waar de waterstand valt naar de eindwaterstand, het extreme laagwater. De onzekerheid in de eindwaterstand is significant groter dan de onzekerheid in de beginwaterstand. De beginwaterstand, streefpeil op het meer, is dus als deterministisch aangenomen. De verdeling van de eindwaterstand is gefit met een Gumbel verdeling, bijlage D, en opgenomen in de onderstaande afbeelding.



Figuur G.3 Kansverdeling jaarlijkse minimum waterstand.

G.1.5 Modelonzekerheid

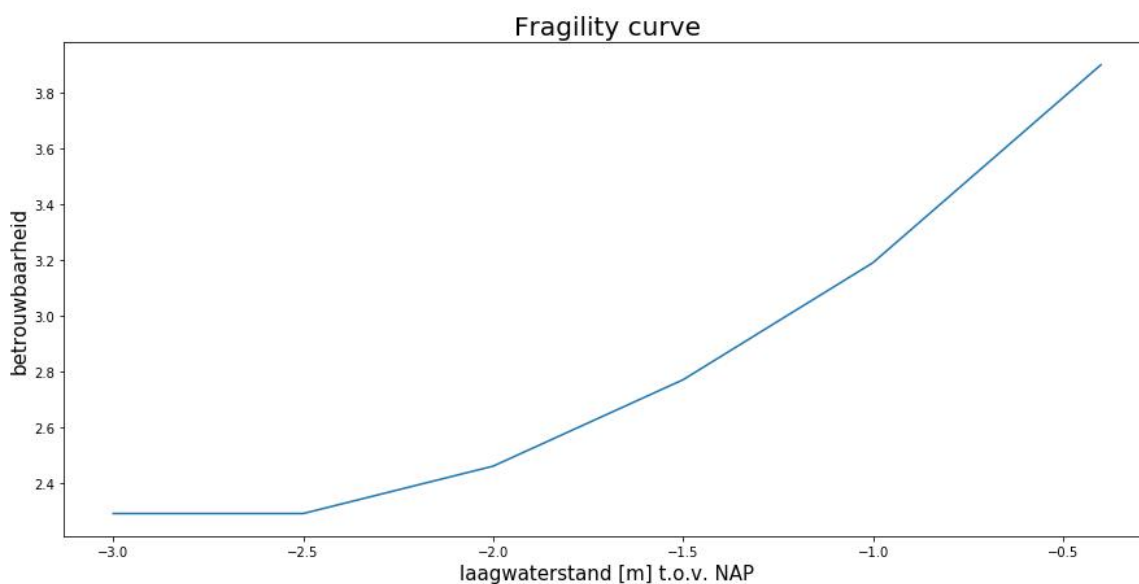
Er is gerekend met het model Uplift-Van. De bijbehorende stochast, normaal verdeeld ($\mu;\sigma$)=(1,005;0,033), van de modelfactor is overgenomen uit de handreiking faalkansanalyse (Deltares, 2017a).

G.1.6 Bepalen kritieke glijvlakken

Voor de verschillende kraterafmetingen is het kritieke glijvlak bepaald. Deze is bepaald op basis van de deterministische berekening met de val van de waterstand naar NAP-2,00 m.

G.1.7 Fragility curve

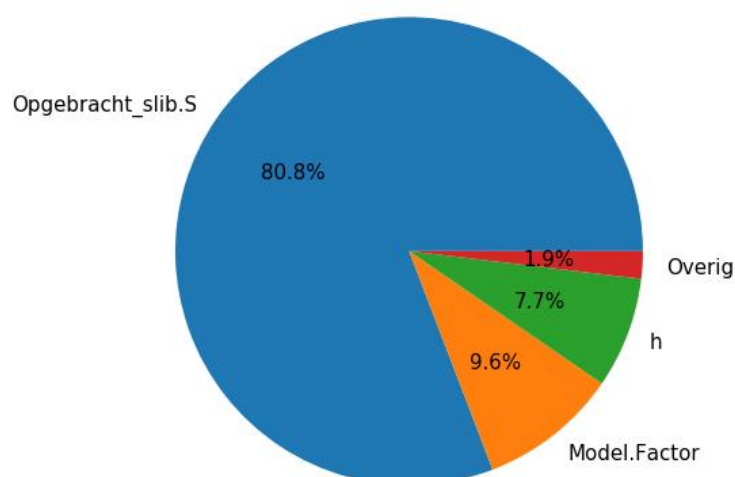
De fragility curve, berekend op basis van de bovengenoemde onzekerheden met de *probabilistic toolkit*, zijn opgenomen in de onderstaande grafiek en tabel.



Figuur G.4 Fragility curve DWP5 voor sluipend lek (volledig verzadigd)

Laagwaterstand	Betrouwbaarheid
NAP-0,40 m	3,90
NAP-1,00 m	3,19
NAP-1,50 m	2,77
NAP-2,00 m	2,46
NAP-2,50 m	2,29
(dummy punt) NAP-3,00 m	2,29

In de onderstaande afbeelding zijn de invloedcoëfficiënten gegeven. Voornamelijk de invloed van de onzekerheid van de laag opgebracht slib is groot. Gegeven de ligging van het maatgevende glijvlak zit dit in de lijn der verwachting.



Figuur G.5 Invloedscoëfficiënten.

G.1.8 Uitintegreren fragility curve

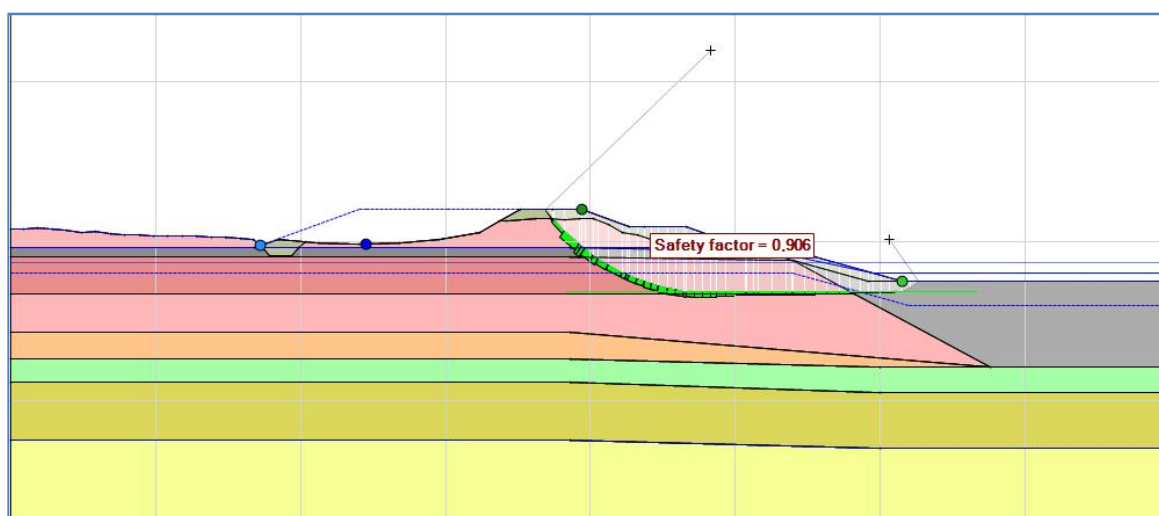
In de fragility curve is de onzekerheid van de sterkteparameters en de modelonzekerheid opgenomen. Om tot een faalkans van de dijk te komen is de fragility curve geïntegreerd over de verdeling van de kraterbreedte en de waterstand.

De faalkans van de dijk gegeven een sluipend lek en een val naar laagwater is $1,3 \cdot 10^{-3}$ per jaar ($\beta = 3,01$).

G.2 Erosiekrater door gapend lek

G.2.1 Deterministische basissom

De deterministische berekening is volgens het WBI2017 uitgevoerd met karakteristieke 5%-ondergrenswaarden voor de sterkteparameters en een val naar laagwater behorende bij een overschrijdingskans getalsmatig gelijk aan de norm van het waterkeringstraject, 1/(100 jaar). De erosiekrater is identiek berekend met karakteristieke 5%-onder/bovengrenswaarden van de invoerparameters.



Figuur G.6 Basissom val naar extreem laagwater gegeven gapend lek, DWP5.

G.2.2 Gevoeligheidsanalyses

De gevoeligheidsstudie is uitgevoerd voor verschillende kraterbreedtes en waterstand. Daarnaast is een deterministische berekening met gemiddelde waarden en met ondiepere glijcirkels gemaakt.

#	Laagwaterstand	Kraterbreedte	Gemiddeld/ Karakteristiek	Opmerkingen	Stabiliteitsfactor
1	NAP-2,00 m	11,13 m	Karakteristiek	Basissom	0,91
2	NAP-2,00 m	0,00 m	Karakteristiek	-	1,36
3	NAP-2,00 m	5,00 m	Karakteristiek	-	1,11
4	NAP-2,00 m	8,00 m	Karakteristiek	-	0,99
5	NAP-2,00 m	13,40 m	Karakteristiek	-	0,84
6	NAP-2,00 m	11,13 m	Karakteristiek	Ondiepe cirkel (door klei)	2,01
7	NAP-2,00 m	11,13 m	Karakteristiek	Ondiepe cirkel (door zand)	3,23
8	NAP-0,40 m	11,13 m	Karakteristiek	-	1,11
9	NAP-1,00 m	11,13 m	Karakteristiek	-	1,00
10	NAP-1,00 m	11,13 m	Karakteristiek	-	0,94
11	NAP-2,50 m	11,13 m	Karakteristiek	-	0,88
12	NAP-2,00 m	11,13 m	Gemiddeld	-	1,18
13	NAP-2,50 m	13,40 m	Gemiddeld	-	1,09

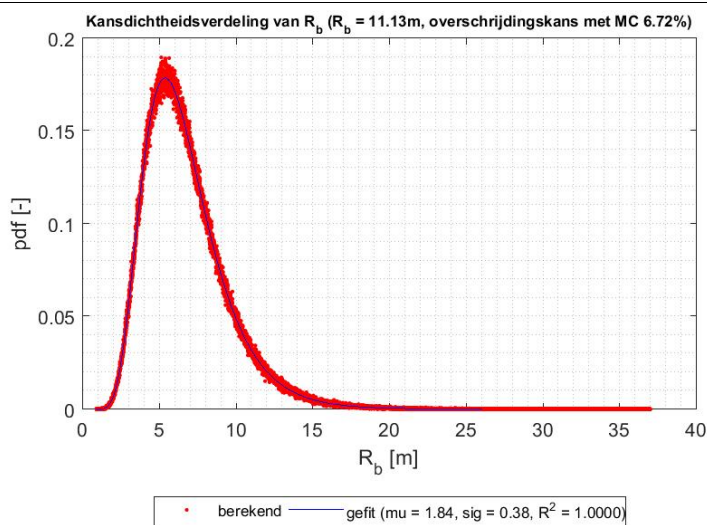
Uit de gevoeligheidsstudie kan worden geconcludeerd dat:

- De ligging van het glijvlak niet significant wijzigt voor verschillende laagwaterstanden;
- De kraterbreedte een groter effect heeft op de stabiliteit dan de waterstand;
- Ondiepere glijcirkels niet relevant zijn;
- De berekening met gemiddelde waarden voor een grote kraterbreedte en een lage waterstand (#13) een unity check (stabiliteitsfactor/modelfactor) heeft van ongeveer één. Dit betekent dat de faalkans ongeveer 50% zal zijn voor dit geval.

G.2.3 Sterkteparameters
Zie G.1.3 (identiek).

G.2.4 Hydraulische belasting
Zie G.1.4 (identiek).

G.2.5 Kraterbreedte
De verdeling van de kraterbreedte is afgeleid op basis van de karakteristieke invoerparameters en de stochast van de 'fit-parameter', C. De kraterbreedte kan niet kleiner zijn dan 0 m en is als lognormale verdeling aangenomen. De berekening is opgenomen in bijlage C. De verdeling is weergegeven in de onderstaande afbeelding.

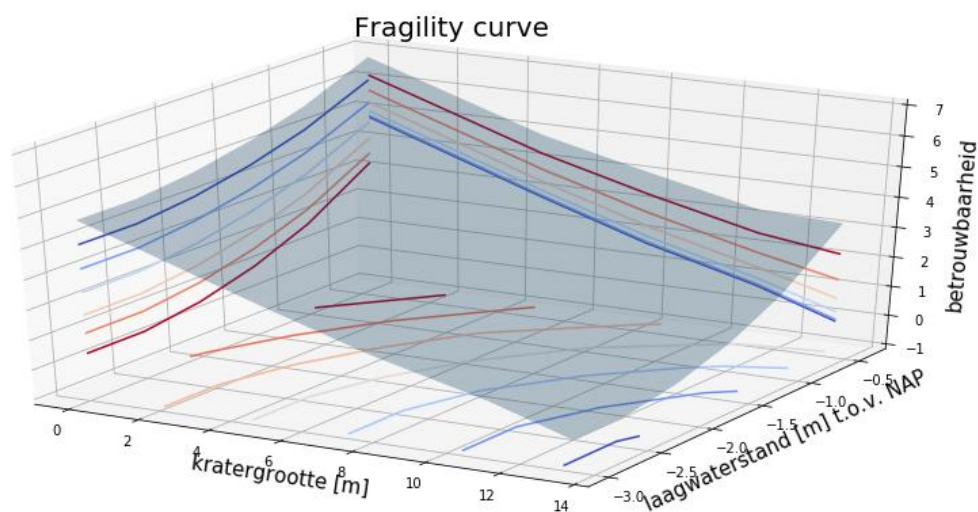


Figuur G.7 Verdeling kraterbreedte.

G.2.6 Modelonzekerheid
Zie G.1.5 (identiek).

G.2.7 Bepalen kritieke glijvlakken
Voor de verschillende kraterafmetingen is het kritieke glijvlak bepaald. Deze is bepaald op basis van de deterministische berekening met de val van de waterstand naar NAP-2,00 m.

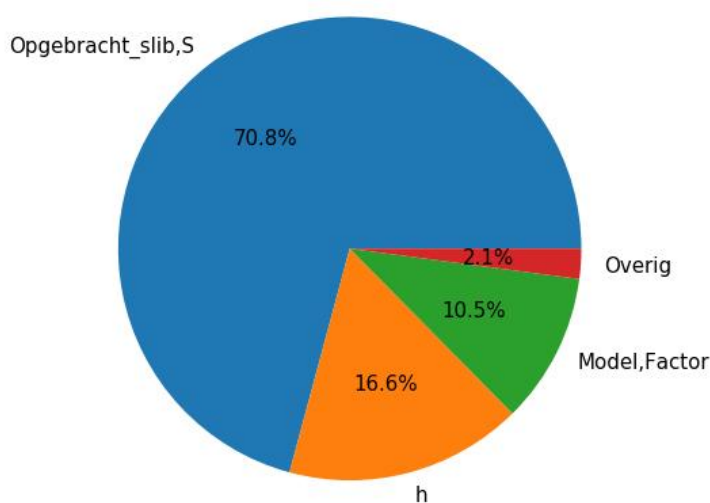
G.2.8 Fragility curve
De fragility curve, berekend op basis van de bovengenoemde onzekerheden met de *probabilistic toolkit*, zijn opgenomen in de onderstaande grafiek en tabel.



Figuur G.8 Fragility surface (twee-dimensionaal): Conditionele betrouwbaarheidsindex als functie van de laagwaterstand en de kratergrootte (straal)

Laagwaterstand	$R_b = 0$ m	$R_b = 5$ m	$R_b = 8$ m	$R_b = 11,13$ m	$R_b = 13,4$ m
NAP-0,40 m	6,83	4,94	4,13	3,34	3,24
NAP-1,00 m	5,94	4,01	3,04	2,17	1,69
NAP-1,50 m	5,42	3,46	2,41	1,50	0,81
NAP-2,00 m	5,05	3,08	1,98	1,04	0,23
NAP-2,50 m	4,84	2,86	1,74	0,79	-0,09
(dummy) NAP-3,00 m	4,84	2,86	1,74	0,79	-0,09

Ter indicatie zijn hieronder de invloedcoëfficiënten gegeven voor de berekeningen conditioneel op een kraterbreedte van 11,13 m. Voornamelijk de invloed van de onzekerheid van de laag opgebracht slib is groot. Gegeven de ligging van het maatgevende glijvlak zit dit in de lijn der verwachting.



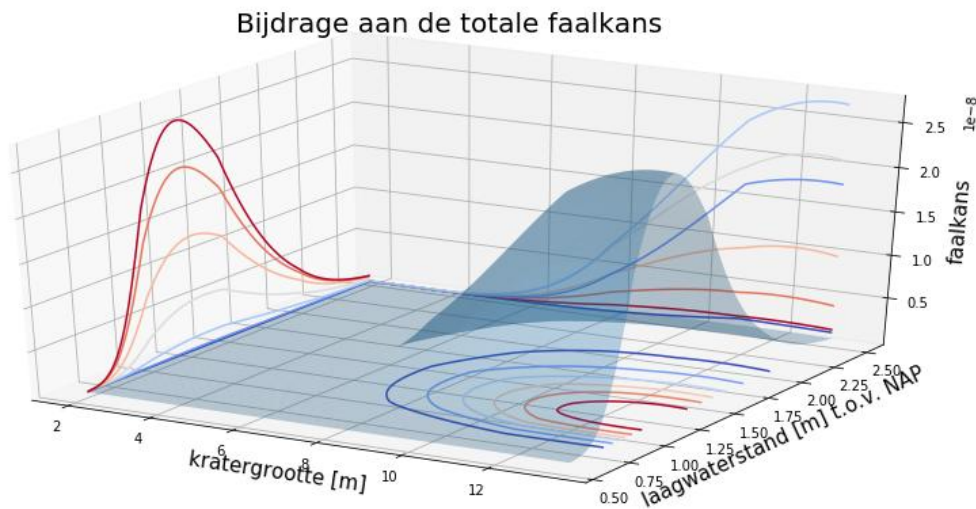
Figuur G.9 Invloedscoëfficiënten.

G.2.9 Uitintegreren fragility surface

In de fragility surface is de onzekerheid van de sterkteparameters en de modelonzekerheid opgenomen. Om tot een faalkans van de dijk te komen is de fragility surface geïntegreerd over de verdeling van de kraterbreedte en de (laag)waterstand.

De faalkans van de dijk gegeven een gapend lek en een val naar laagwater is $4,6 \cdot 10^{-3}$ per jaar ($\beta = 2,60$).

De bijdrage van de kraterbreedtes en waterstand aan de totale faalkans is opgenomen in de onderstaande afbeelding.

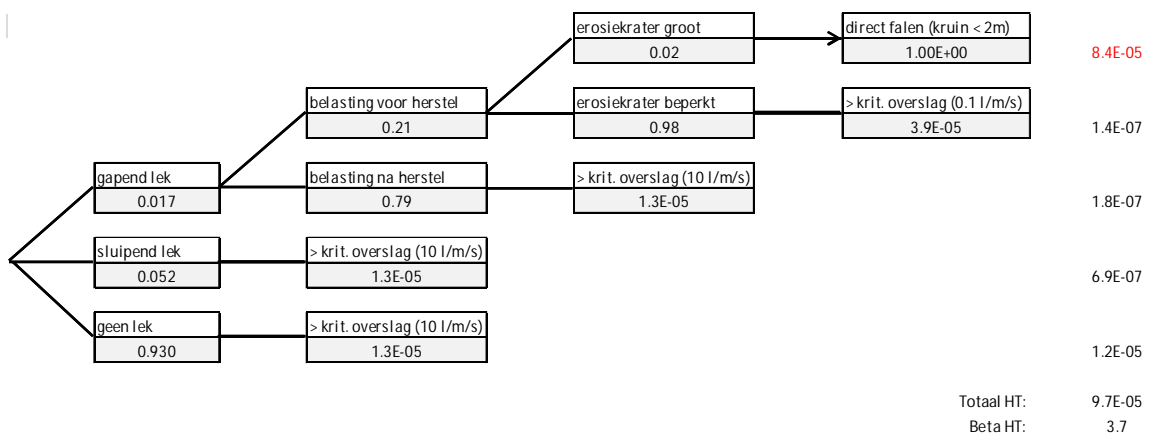


Figuur G.10 Illustratie van de combinaties van kratergrootte en waterstand met de grootste bijdrage aan de totale faalkans (incl. alle onzekerheden)

H Gebeurtenissenbomen met resultaten

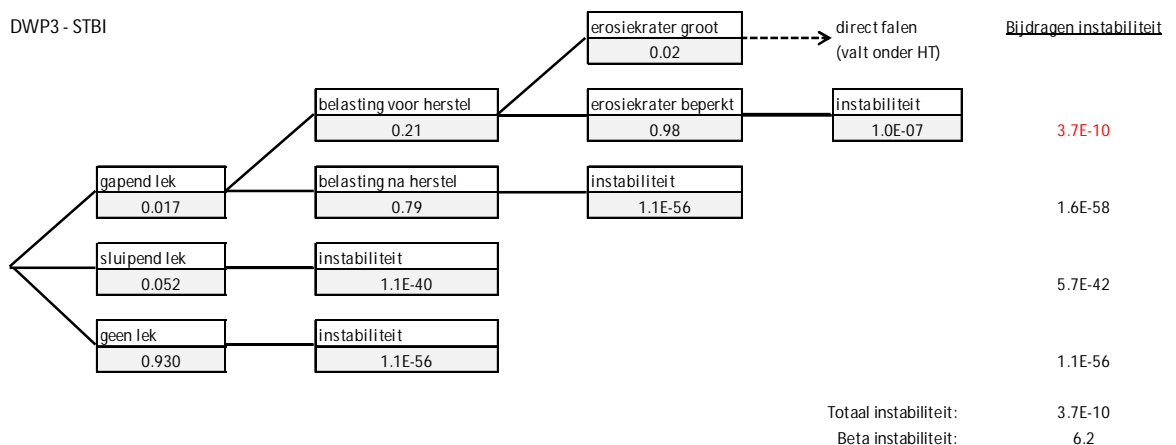
H.1 Uitgangspunten hoofdstuk 4 (conservatief)

H.1.1 Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)

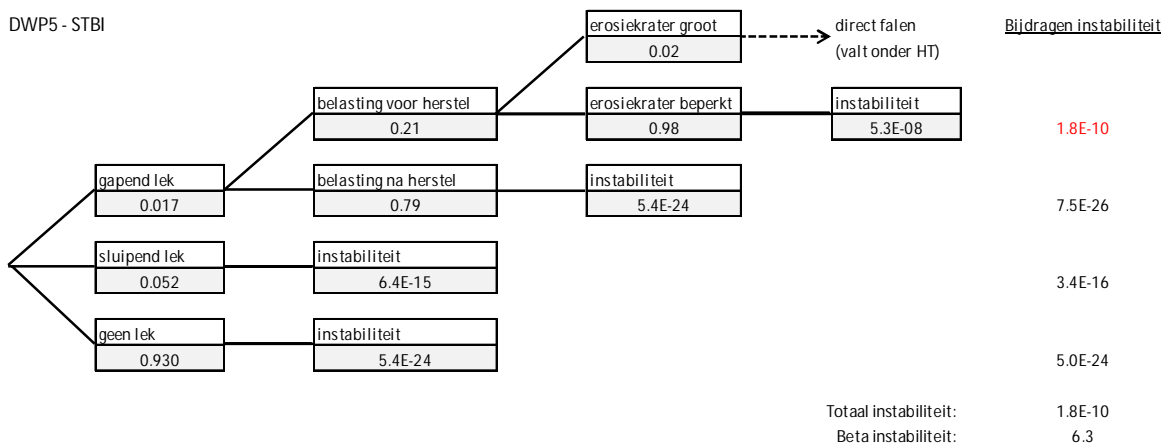


Figuur I.1 Gebeurtenissenboom DWP3 en DWP5 voor overslag en erosie kruin/binnentalud (HT), ingevuld met conservatieve uitgangspunten en semi-probabilistische benaderingen

H.1.2 Macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI)

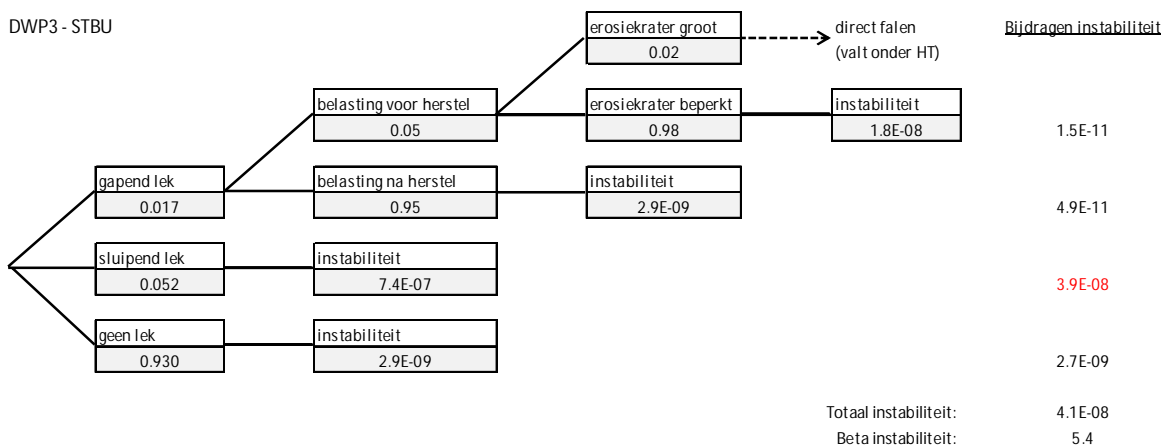


Figuur I.2 Gebeurtenissenboom DWP3 macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI), ingevuld met conservatieve uitgangspunten en semi-probabilistische benaderingen

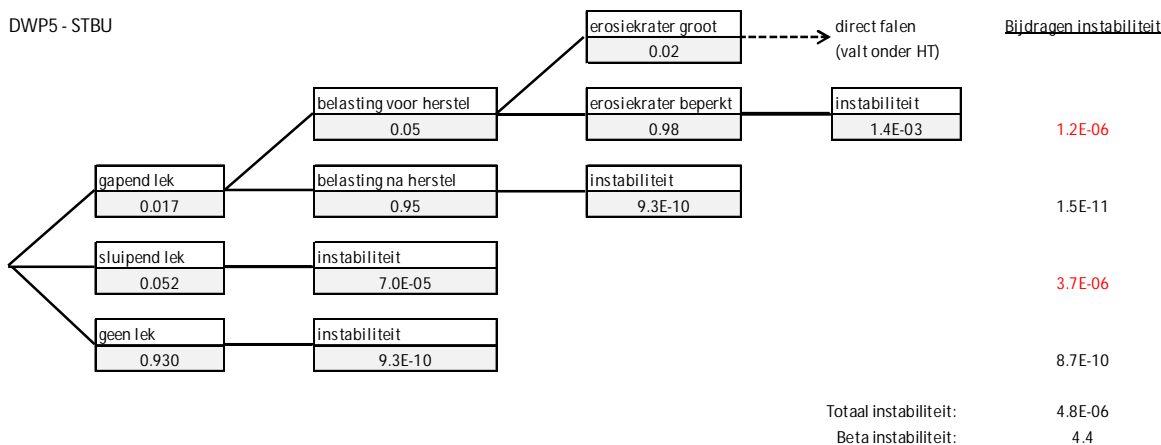


Figuur I.3 Gebeurtenissenboom DWP5 macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI), ingevuld met conservatieve uitgangspunten en semi-probabilistische benaderingen

H.1.3 Macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU)



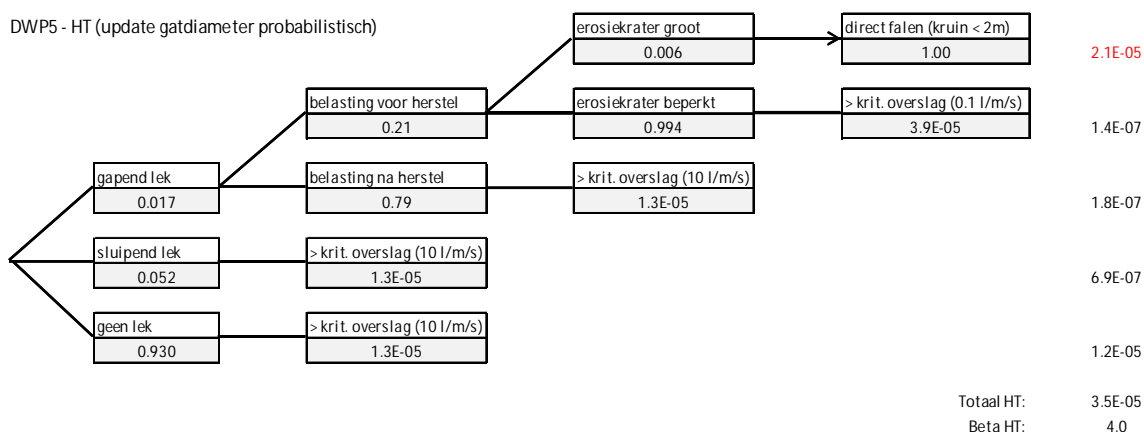
Figuur I.4 Gebeurtenissenboom DWP3 macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU), ingevuld met conservatieve uitgangspunten en semi-probabilistische benaderingen



Figuur I.5 Gebeurtenissenboom DWP5 macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU), ingevuld met conservatieve uitgangspunten en semi-probabilistische benaderingen

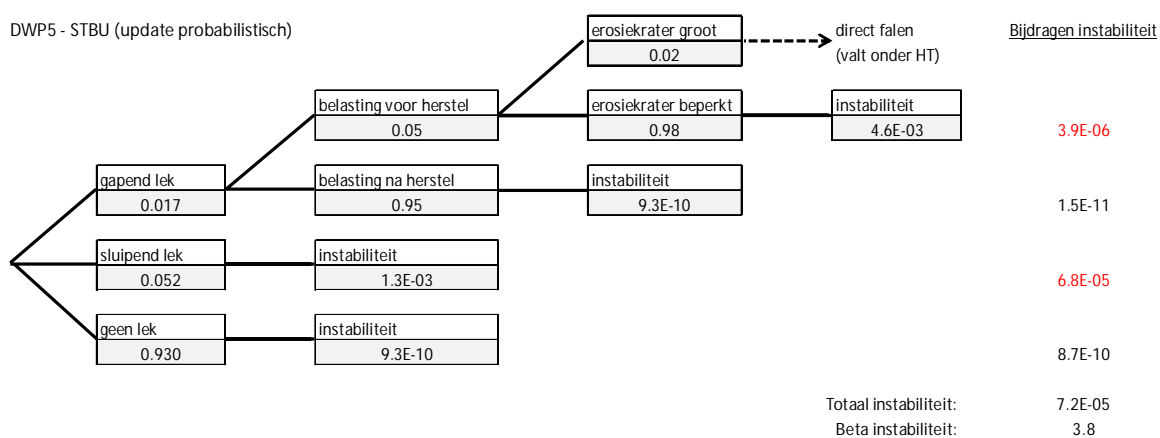
H.2 Uitgangspunten hoofdstuk 5 (aangescherpt)

H.2.1 Golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT)



Figuur I.6 Gebeurtenissenboom DWP3 en DWP5 voor golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (HT), ingevuld met aangescherpte uitgangspunten t.a.v. de kansverdeling van de kraterafmetingen

H.2.2 DWP5 Macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU)



Figuur I.7 Gebeurtenissenboom DWP5 macro-instabiliteit buitenwaarts (STBU), met expliciete faalkansanalyses voor buitenwaartse instabiliteit i.p.v. semi-probabilistische benaderingen

Colofon

Auteurs

Timo Schweckendiek | Deltares

Anton van der Meer | Deltares

Betrokkenen

Franco Pantano | Gemeente Amsterdam Ingenieursbureau

Edwin Meisner | Gemeente Amsterdam Ingenieursbureau

Albert Clement | Waternet

Joost Louter | Waternet

Bas Molenkamp | Waternet

Martin Nieuwjaar | Waternet

Kwaliteitsborging

Gert Dijkstra | GJ-Dconsult

Lambert Vendrik | Waterschap Scheldestromen

Harry Schelfhout | namens Hoogheemraadschap van Delfland, projectteam POV K&L

Vaststelling

Stuurgroep POV K&L