

Filter voor parallel gelegen leidingen in en nabij primaire waterkeringen

Beslisregels in filtervorm voor leidingen nabij dijken in het rivierengebied



Filter voor parallel gelegen leidingen in en nabij primaire waterkeringen
Beslisregels in filtervorm voor leidingen nabij dijken in het rivierengebied

Auteur(s)

Guido Remmerswaal

Filter voor parallel gelegen leidingen in en nabij primaire waterkeringen

Beslisregels in filtervorm voor leidingen nabij dijken in het rivierengebied

Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Contactpersoon	De heer ing. D. van Schie
Referenties	-
Trefwoorden	-

Documentgegevens

Versie	1.0
Datum	19-12-2023
Projectnummer	11208200-000
Document ID	11208200-000-GEO-0001
Pagina's	131
Classificatie	
Status	Definitief

Auteur(s)

Samenvatting

De beoordeling van de waterkeringen met betrekking tot de waterveiligheid vindt plaats op basis van overstromingskansen. Het betreft een beoordeling van de gehele waterkering, dus inclusief aanwezige leidingen. De bijdrage van leidingen aan de overstromingskans van de waterkering moet hierdoor in de beoordeling worden meegenomen. Recentelijk is bij POV kabels en leidingen een methode ontwikkeld om de bijdrage van leidingen aan de overstromingskans van de waterkering te beoordelen. Deze gedetailleerde methode vergt per leiding enige tijd. Gezien het grote aantal leidingen is een snelle eenvoudige analyse gewenst, waarmee leidingen eerst beoordeeld en uitgefilterd kunnen worden, zodat niet voor alle leidingen een tijdrovende beoordeling nodig is. Tijdens de POV kabels en leidingen is de eerste ontwikkeling van een dergelijk filter uitgevoerd. Recentelijk is specifiek voor het dijktraject Neder Betuwe een filter voor parallel gelegen leidingen gemaakt.

Deze rapportage beschrijft de verdere ontwikkeling van een filter voor het rivieren gebied. Dit filter voor het rivieren gebied is stapsgewijs ontwikkeld. Door eerst een voorbeeld casus uit te werken werden aandachtspunten voor het filter inzichtelijk, zodat deze meteen konden worden meegenomen in de uitwerking van de beslisregels voor het filter voor het rivieren gebied.

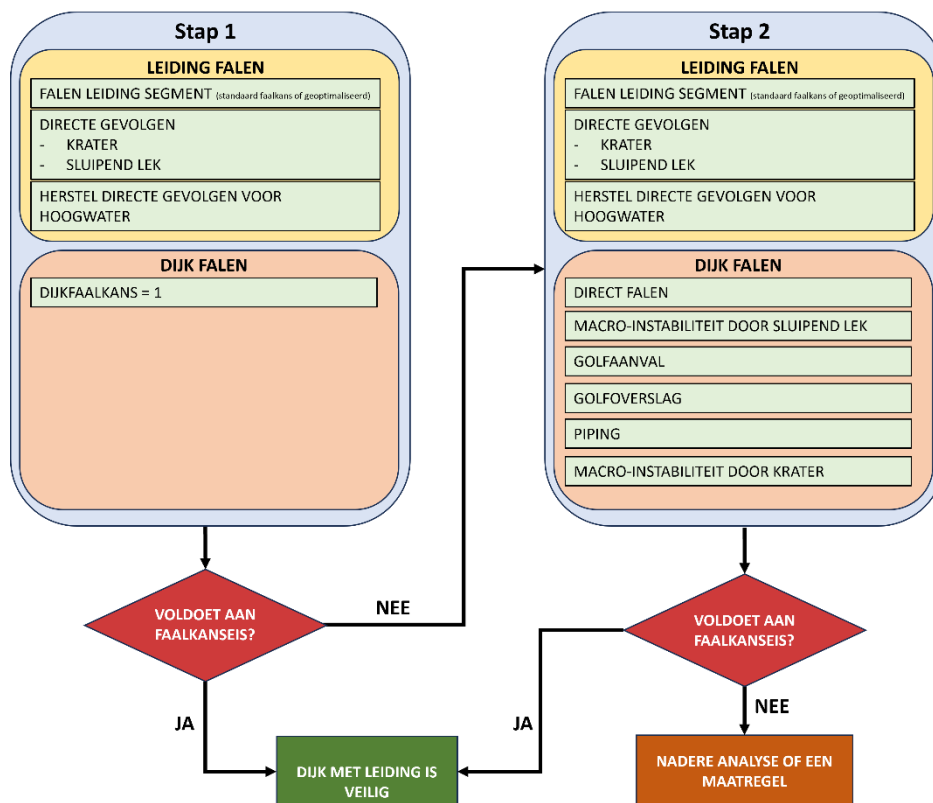
De afgeleide beslisregels die gezamenlijk het filter voor het rivierengebied vormen zijn afgeleid voor parallelle leidingen. De beslis regels maken het mogelijk om met het filter van grof naar fijn te werken. Het rivieren gebied waarvoor het filter is afgeleid strekt zich uit van de beneden stroomse delen van de Maas, de Waal, de IJssel en de Rijn tot de grens met Duitsland (of Limburg voor de Maas).

De gekozen opzet voor het filter geeft de gebruiker de mogelijkheid om van grof naar fijn te werken.

Hierdoor kunnen sommige leidingen al worden goedgekeurd, zonder gebruik te maken van het gehele filter. Twee stappen voor het werken van grof naar fijn worden hier beschreven:

1. Voor leidingen met een bepaalde leidingfaalkans, kan de leiding soms worden goedgekeurd zonder de faalkans van de dijk te beschouwen in deze eerste stap.
2. Met behulp van de beslisregels van het filter (enkele formules en grafieken) is ook de faalkans van de waterkering eenvoudig te bepalen en kan de tweede stap worden uitgevoerd.

De stappen zijn in Figuur S.1 samengevat.



Figuur S.1 Stappen plan voor het werken van grof naar fijn doormiddel van het filter.

Bovenstaande stappen maken gebruik van een leidingfaalkans. De gebruiker kan er voor kiezen om een conservatieve leidingfaalkans te gebruiken en later de faalkans van de leiding te optimaliseren door de lokale situatie te beschouwen.

Met de beslisregels uit het filter voor het riviereengebied zijn 6 voorbeeld leidingen (gas en water) beoordeeld op verschillende plaatsen in een dijkprofiel langs de Waal. Vier van deze leidingen kunnen door de beslisregels worden goedgekeurd. De bijdragen aan de overstromingskans van deze leidingen is gering en toelaatbaar. Twee waterleidingen kunnen niet direct worden uitgefilterd. Het zijn twee waterleidingen met een grotere diameter en daardoor een grotere erosie krater bij leiding falen. De bijdrage van deze leidingen aan de overstromingskans is volgens het filter dusdanig dat een nadere meer gedetailleerde analyse nodig is. Alvorens de nadere analyse uit te voeren is het mogelijk om eerst de leiding faalkans te proberen te optimaliseren en dan het filter opnieuw te doorlopen.

Het achtereenvolgens doorlopen van de verschillende beslisregels voor de verschillende faalmechanismen van de waterkering kan worden gefaciliteerd door de formules en grafieken in software op te nemen. Aangeraden wordt om de regels van het filter in een tool op te nemen die het eenvoudig snel en foutloos toepassen van het filter mogelijk maakt. Daarnaast wordt aangeraden de filters voor leidingen die bij falen een kleine krater veroorzaken aan te scherpen door middel van een vervolg onderzoek. In dit onderzoek kunnen dan bijvoorbeeld 3D-effecten mee worden genomen in het filter.

Inhoud

	Samenvatting	4
1	Inleiding	9
1.1	Algemeen	9
1.2	Achtergrond	9
1.3	Leeswijzer	10
1.4	Opzet van het filter	10
1.5	Kans op overstroming door falen leiding	11
1.6	Afbakening	12
1.6.1	Toetsing van bestaande leidingen	12
1.6.2	Dijkprofielen	13
1.6.3	Leidingeigenschappen	14
1.6.4	Voorbeeldcasus	14
2	Norm en doorsnede eis leiding falen	16
2.1	Faalkansruimtefactor	16
2.2	Lengte effect	16
2.3	Gebruikelijke doorsnede eis	16
3	Kans en gevolgen falen leiding	18
3.1	Faalkans leiding segment	18
3.2	Directe gevolgen leidingfalen	19
3.2.1	Scenario overgangskans krater of sluipend lek	19
3.2.2	Schematisering krater	19
3.2.3	Schematisering sluipend lek	20
3.3	Hoogwater voor herstel gevolgen leidingfalen	20
3.4	Overstroming door leiding falen (grof)	21
3.4.1	Grove inschatting overstromingskans falen waterleiding	21
3.4.2	Grove inschatting overstromingskans falen gasleiding	24
4	Dijkfalen door leiding falen	25
4.1	Direct falen	25
4.1.1	Geometrische grens	25
4.1.2	Filter regel	26
4.1.3	Optimalisatie	28
4.2	Macro-instabiliteit door een sluipend lek	28
4.2.1	Geometrische grens	28
4.2.2	Filter regel	29
4.2.3	Optimalisatie	31
4.3	Golfaanval (GEBU)	31
4.3.1	Geometrische grens	31

4.3.2	Filter regel	32
4.3.3	Optimalisatie	33
4.4	Golfoverslag (GEKB)	34
4.4.1	Geometrische grens	34
4.4.2	Filter regel	34
4.4.3	Optimalisatie	36
4.5	Piping	37
4.5.1	Geometrische grens	37
4.5.2	Filter regel	38
4.5.3	Optimalisatie	40
4.6	Macro-instabiliteit door een krater	40
4.6.1	Geometrische grens	40
4.6.2	Filter regel	41
4.6.3	Optimalisatie	46
5	Stappenplan voor gebruik filter regels	47
5.1	Stap 1: Leiding falen	48
5.2	Stap 2: Dijkfalen	49
5.2.1	Krater afmeting	49
5.2.2	Geometrische grens	49
5.2.3	Direct falen	49
5.2.4	Sluipend lek	49
5.2.5	GEBU	49
5.2.6	GEKB	49
5.2.7	Piping	49
5.2.8	Macro-instabiliteit (krater)	49
5.2.9	Overstromingskans door leiding falen	50
6	Voorbeeld toepassing filter	51
6.1	Voorbeelden	51
6.2	Stap 1 Leiding falen	52
6.3	Stap 2 Dijk falen	53
6.3.1	Krater afmeting	53
6.3.2	Geometrische grens	54
6.3.3	Overgangskans direct falen	56
6.3.4	Sluipend lek	56
	GEBU	57
6.3.5	57	
6.3.6	GEKB	57
6.3.7	Piping	57
6.3.8	Macro-instabiliteit	58
6.3.9	Overstromingskansen	58
6.4	Conclusie	59
7	Conclusie	60
	Referenties	62
A	Schematisering krater door leiding falen	63

B	Afleiding filter regels dijkkalen	64
B.1	Golfaanval (GEBU)	64
B.1.1	Proces	64
B.1.2	Beschikbare erosie volume	64
B.1.3	Erosie op basis van golfbelasting	65
B.1.4	Overgangskans	66
B.1.5	Waal	66
B.1.6	IJssel	68
B.1.7	Maas	70
B.1.8	Neder-Rijn en Pannerdenschkanaal	73
B.1.9	Lek	75
B.2	Golfoverslag (GEKB)	77
B.2.1	Proces	77
B.2.2	Overgangskans	77
B.2.3	Waal	79
B.2.4	Ijssel	81
B.2.5	Maas	83
B.2.6	Neder-Rijn en Pannerdenschkanaal	86
B.2.7	Lek	89
B.3	Piping	92
B.3.1	Proces	92
B.3.2	Overgangskans	92
B.3.3	Piping in het achterland	94
B.3.4	Piping in de berm	94
B.3.5	Piping in het voorland	95
B.3.6	Grafieken in tabelvorm	95
B.4	Macro-instabiliteit	97
B.4.1	Proces	97
B.4.2	Afname veiligheidsfactor	98
B.4.3	Afleiding besliscriteria voorbeeld casus	99
B.4.4	Afleiding besliscriteria voor kraters in het achterland	104
B.4.5	Afleiding besliscriteria voor kraters in de berm	116
B.5	Macro-instabiliteit door Sluipend lek	121
B.5.1	Proces	121
B.5.2	Voorbeeldcasus	121
B.5.3	Algemeen	122
C	Overzicht dijckprofielen rivierengebied	125
C.1	IJssel bovenstrooms	125
C.2	Lek en Neder-Rijn	126
C.3	Waal benedenstrooms	126
C.4	Waal bovenstrooms	128
C.5	Maas bovenstrooms	128
D	Bevindingen en advies SSWN	130

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De beoordeling van de waterkeringen met betrekking tot de waterveiligheid vindt plaats op basis van overstromingskansen. Het betreft een beoordeling van de gehele waterkering, dus inclusief aanwezige leidingen. De bijdrage van leidingen aan de overstromingskansen van de waterkering moet hierdoor in de beoordeling worden meegenomen. Recentelijk is bij POV kabels en leidingen een methode ontwikkeld om de bijdrage van leidingen aan de overstromingskansen van de waterkering te beoordelen. Een gedetailleerde toepassing van de methode vergt per leiding enige tijd. Gezien het grote aantal leidingen is een snelle eenvoudige analyse gewenst, waarmee leidingen die een geringe en toelaatbare bijdrage leveren aan de overstromingskansen eerst uitgefilterd kunnen worden, zodat niet voor alle leidingen een tijdrovende beoordeling nodig is. Tijdens de POV kabels en leidingen is de eerste ontwikkeling van een dergelijk filter uitgevoerd. Recentelijk is specifiek voor het dijktraject Neder Betuwe een filter voor parallel gelegen leidingen gemaakt.

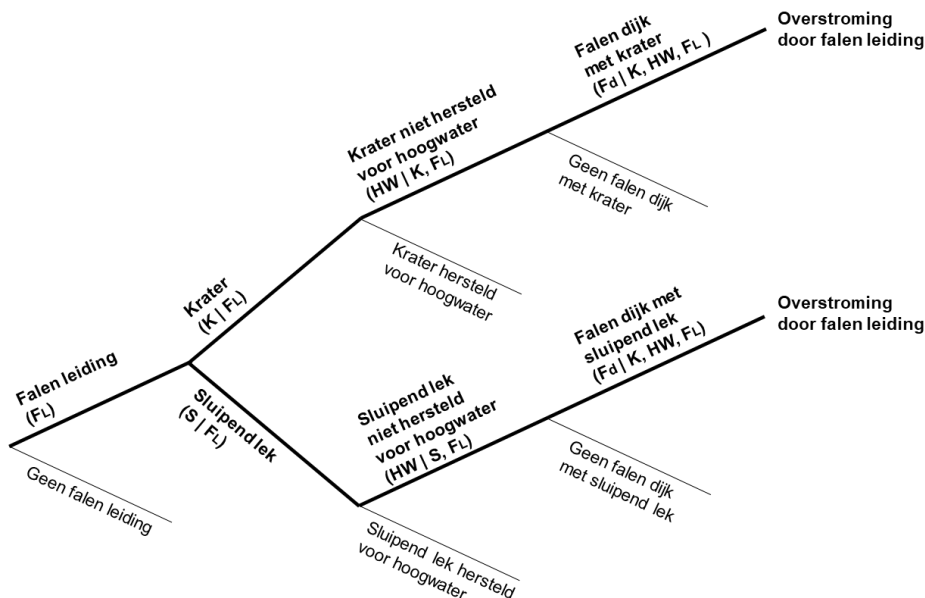
Deze rapportage beschrijft de verdere ontwikkeling van een filter voor parallelle leidingen voor het rivieren gebied. Deze rapportage is opgesteld in opdracht van De Innovatieversneller (DIV) in samenwerking met Waterschap Rivierenland. Strategische Samenwerking Water- en Netbeheerders (SSWN) was bij dit project betrokken als review en begeleiding. De bevindingen van SSWN zijn door hen samen gevat in Bijlage D.

Het filter is geschikt voor de waterkeringen langs de Rijn, Waal, IJssel en Maas (vanaf Limburg) verstaan (zie sectie 1.6). Dit filter voor het rivieren gebied is stapsgewijs ontwikkeld. Door eerst een voorbeeld casus uit te werken werden aandachtspunten voor het filter inzichtelijk, zodat deze meteen konden worden meegenomen in de uitwerking van de beslisregels voor het filter voor het rivieren gebied.

1.2 Achtergrond

Het filter is gebaseerd op een faalkansanalyse, die volgt uit het faalpad vanaf het falen van de leiding tot een overstroming van de waterkering door het falen van de leiding (zie Figuur 1.1). Feitelijk is er geen sprake van een enkel filter maar gaat het om meerdere beslisregels. Met de beslisregels kan er van 'grof naar fijn' worden gewerkt. De faalkansanalyse wordt daarbij in meer detail uitgevoerd. Met het ontwikkelde filter kan het waterschap of een adviesbureau een beoordeling uitvoeren en vaststellen of de bijdrage van een leiding aan de overstromingskansen toelaatbaar is. De besliscriteria van het filter zijn gebaseerd op eenvoudige dijk kenmerken gecombineerd met enkele eigenschappen en locatie van de betreffende leiding.

Door het grote aantal dijkprofielen en de vele leiding locaties wordt in dit rapport eerst een voorbeeld casus gebruikt om het filter vorm te geven. Daarna wordt het filter verder uitgewerkt zodat het toepasbaar is voor het rivierengebied.



Figuur 1.1 Faalpad overstrooming door dijk falen gegeven leidingfalen.

1.3 Leeswijzer

Sectie 1.4 beschrijft de opzet van het filter en geeft toelichting hoe het filter kan worden toegepast om van grof naar fijn te werken. In sectie 1.5 is beschreven hoe de kans op overstrooming door falen van een leiding berekend kan worden. De toepassingscriteria voor het filter worden toegelicht in de afbakening (sectie 1.6).

Hoofdstuk 2 beschrijft de toetsing van de overstroomingskans door leiding falen getoetst aan de norm van het traject. Hoofdstuk 3 behandelt de kans op leiding falen en directe gevolgen van leiding falen. Hoofdstuk 4 beschrijft hoe gegeven een sluipend lek of krater door het falen van de leiding de relevante dijk faalmechanismes beoordeeld moeten worden. In hoofdstuk 5 wordt een stappenplan voor het filter voorgesteld en de toepassing van het filter aan de hand van voorbeelden toegelicht in hoofdstuk 6.

1.4 Opzet van het filter

Het filter geeft invulling aan het faalpad uit Figuur 1.1. Hierbij wordt de overstroomingskans ingeschat door het combineren van de 7 overgangskansen (zie Figuur 1.2) binnen de faalpaden. Overgangskansen zijn de kansen in de knopen van het faalpad gegeven de voorgaande gebeurtenissen en geven de kans op de volgende gebeurtenis. Het rapport beschrijft voor iedere overgangskans één of meerdere waarden en beschrijft hoe de overgangskansen gecombineerd moeten worden. De gebruiker kan met eenvoudige formules en grafieken de overgangskansen bepalen. De filters geven conservatieve waarden van de overgangskansen, die eventueel in een later stadium verfijnd kunnen worden tijdens optimalisatie van de beoordeling van de leiding nadat het filter is toegepast.

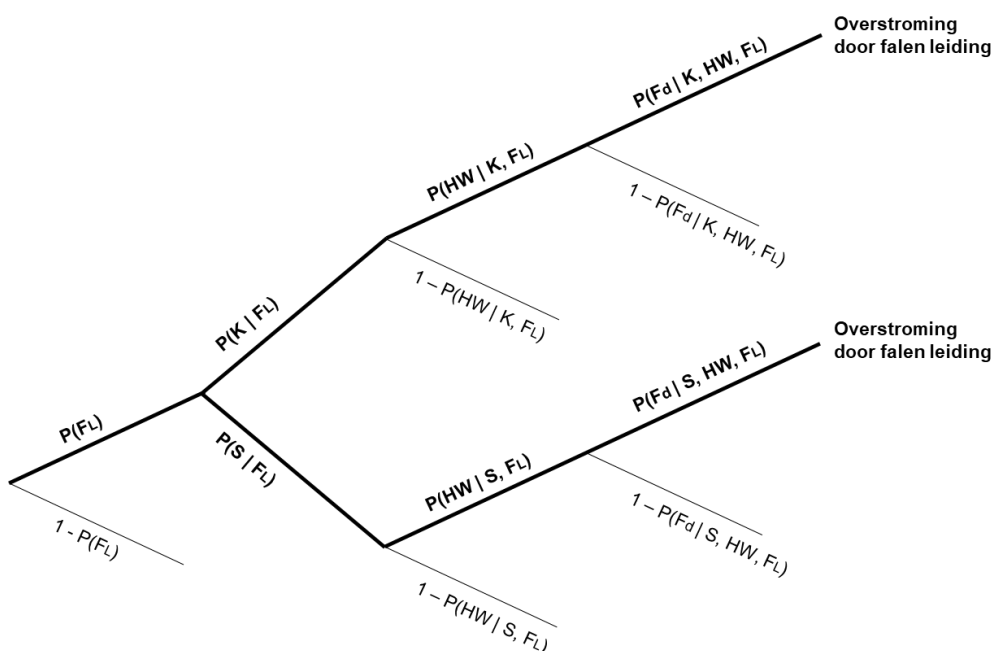
De gekozen opzet voor het filter geeft de gebruiker de mogelijkheid om van grof naar fijn te werken. De gebruiker kan op basis van de beschikbare informatie kiezen welke overgangskans als eerste worden uitgewerkt. Hierdoor kunnen sommige leidingen al worden goedgekeurd, zonder gebruik te maken van het gehele filter.

Twee stappen voor het werken van grof naar fijn worden hier beschreven:

1. Voor leidingen met een bepaalde leidingfaalkans, kan de leiding soms worden goedgekeurd zonder de faalkans van de dijk gegeven een krater te bepalen ($P(F_d | K, HW, F_L) = 1.0$).
2. Het bepalen van $P(F_d | K, HW, F_L)$ is zonder filter een complexe stap. Met behulp van de beslisregels van het filter (enkele formules en grafieken) is ook de faalkans van de waterkering eenvoudig te bepalen.

Bovenstaande stappen maken gebruik van een leidingfaalkans. Voor leidingen waar de druk, de diameter of het materiaal niet bekend zijn zal een leidingfaalkans moeilijker te bepalen zijn. De gebruiker kan er voor kiezen om een conservatieve leidingfaalkans te gebruiken. Afhankelijk van de overige overgangskansen, en de norm van het traject kan de leiding misschien al goed worden gekeurd met het filter zonder de leidingfaalkans verder te optimaliseren.

Naast het overslaan van filter stappen kan het ook nuttig zijn enkele overgangskansen in meer detail (verfijnd) te beoordelen. Ter bevordering van deze verdere uitwerking is bij elke overgangskans beschreven hoe verfijning van de overgangskans mogelijk is.



Figuur 1.2 Overgangskansen bij een overstroming door dijk falen gegeven leidingfalen.

De gebruiker kan vrij kiezen in welke volgorde van grof naar fijn wordt gewerkt. Om de gebruiker te ondersteunen wordt een stappen plan voorgesteld. Dit stappenplan is in hoofdstuk 5 toegelicht.

1.5 Kans op overstroming door falen leiding

De kans op overstroming door het falen van een leiding volgt uit de twee mogelijke gevolgen van leidingfalen: een gapend lek (krater) of een sluipend lek. De overstromingskans door het falen van de leiding volgt uit het optellen van de twee paden:

$$P_{f;dsn;F_L} = P(\text{overstroming door falen leiding}) = P(F_L)P(K | F_L)P(HW | K, F_L)P(F_d | HW, K, F_L) + P(F_L) P(S | F_L)P(HW | S, F_L)P(F_d | HW, S, F_L) \quad (1.1)$$

Hierin is:

$P_{f;dsn;F_L}$	de kans op overstroming door falen van een leiding.
$P(F_L)$	de kans op falen van een leiding segment.
$P(K F_L)$	de kans op een krater gegeven falen van de leiding.
$P(S F_L)$	de kans op een sluipend lek gegeven falen van de leiding.
$P(HW K, F_L)$	de kans op herstel van een krater voor hoogwater.
$P(HW S, F_L)$	de kans op herstel van een sluipend lek voor hoogwater.
$P(F_d HW, K, F_L)$	de kans op falen van de dijk met een krater bij hoogwater.
$P(F_d HW, S, F_L)$	de kans op falen van de dijk met een sluipend lek bij hoogwater.

$P(F_L)$ kan worden berekend met de kans op leiding falen per meter en de lengte van het leidingsegment:

$$P(F_L) = L_{segment} P_{F_L \text{ per meter}} \quad (1.2)$$

Hierin is:

$L_{segment}$	de lengte van het leidingsegment.
$P_{F_L \text{ per meter}}$	de leiding faalkans per meter.

De overstromingskans door leiding falen moet kleiner zijn dan de eis voor de doorsnede:

$$P(\text{overstroming door falen leiding}) \leq P_{eis;dsn} \quad (1.3)$$

In hoofdstukken 3 en 4 wordt het bepalen van de overgangskansen met het filter toegelicht.

1.6 Afbakening

1.6.1 Toetsing van bestaande leidingen

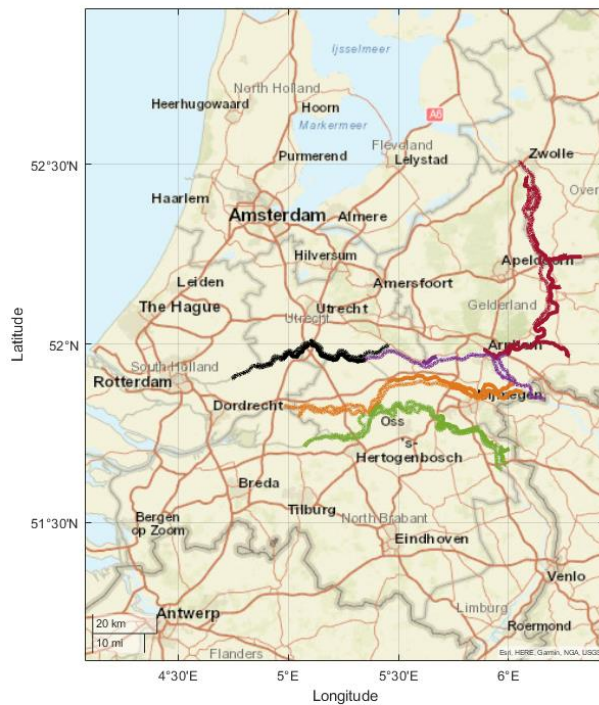
Het filter is opgezet om te gebruiken voor de toetsing van de waterkering, die volgens de waterwet iedere 12 jaar moet worden uitgevoerd. Het betreft dus bestaande parallelle leidingen die al op een locatie in of nabij de waterkering aanwezig zijn. Ook bestaande leidingen die vanuit beheer en onderhoud worden vervangen door een nieuwe leiding worden beschouwd als bestaande leidingen, mits de druk en diameter van de leiding niet significant wijzigen.

Het filter is niet bedoeld voor het ontwerpen van nieuwe leidingen in of nabij de waterkering. Het filter kan natuurlijk voorafgaand aan het ontwerp van een nieuwe leiding wel worden gebruikt om na te gaan op welke locatie een nieuwe leiding een geringe invloed zal hebben op de waterveiligheid van de waterkering.

1.6.2 Dijkprofielen

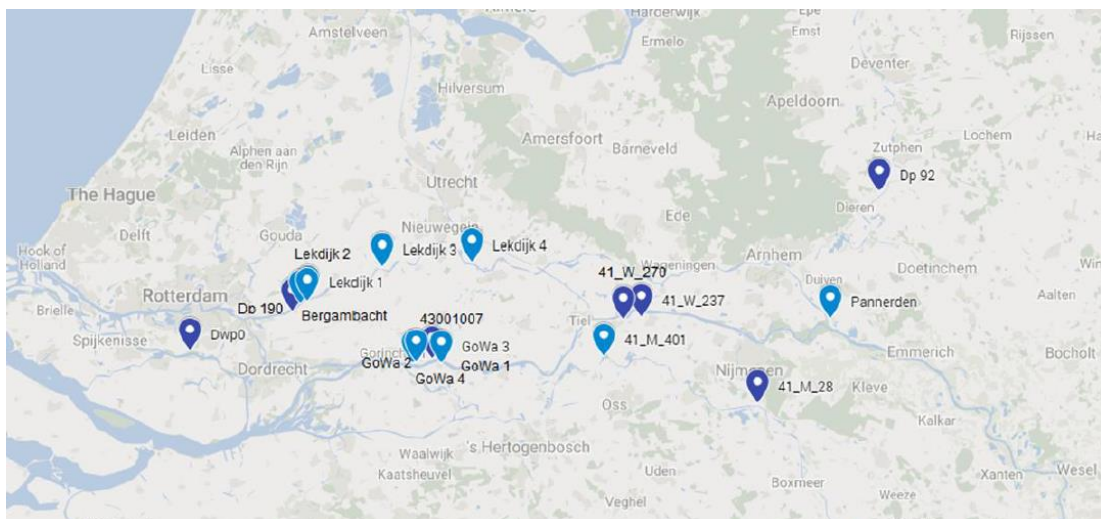
Er worden bij het filter enkel voor het bovenrivieren en benedenrivieren gebied van de Rijn, Waal, IJssel en Maas (vanaf Limburg) beslisregels afgeleid (watersysteem 1 t/m 4). Het filter is ontworpen voor primaire waterkeringen, waarbij leiding falen in geval van hoogwater tot overstroming kan leiden. Het filter is enkel toepasbaar voor dijken in grond, langsconstructies kunnen bijvoorbeeld niet beoordeeld worden.

Er wordt voor het afleiden van de filters aangenomen dat leiding falen en hoogwater niet gecorreleerd zijn. Het filter is daarom niet van toepassing wanneer leidingbreuk door vershilzettingen bij hoogwater verwacht kunnen worden. Deze aanname is meestal van toepassing (zie POV K&L 2020a). In uitzonderlijke gevallen, waarbij voor de specifieke dijksectie de gedetailleerde toets op maat wordt toegepast voor directe dijk faalmechanismen, moet er beoordeeld worden of het filter toepasbaar is.



Figuur 1.3 Overzichtskartaal watersystemen (afgeleid op basis van Wetten.nl). De kleur geven een indicatie van de rivier: Lek in zwart, Neder-Rijn en Pannerdensch kanaal in Paars, IJssel in rood, Waal in oranje en Maas in groen.

Om een overzicht te verkrijgen van de van toepassing zijnde dijkprofielen is gebruik gemaakt van de kalibratie set voor macro-stabiliteit voor het WBI. De dijkprofielen die binnen de gebieden vallen zijn weergegeven in Figuur 1.4. Deze profielen zijn gegroepeerd op basis van locatie weergegeven in Bijlage C.



Figuur 1.4 Relevante dijkprofielen uit de macro-stabiliteits calibratie set voor het WBI.

1.6.3 Leidingeigenschappen

Het filter is geschikt voor distributie gasleidingen met een diameter ≤ 315 mm en drinkwaterleidingen met een diameter kleiner dan ≤ 700 mm. Het filter gaat uit van een juiste bepaling van de faalkans van een leiding. De faalkans van een leiding is moeilijker te bepalen voor een leiding met gebreken of een leiding die wordt onderworpen aan een te grote belasting in vergelijking tot het ontwerp. Om een juiste faalkans te kunnen bepalen van een leiding, moet worden aangetoond dat de leiding volgens de gangbare procedure is aangelegd, dat de staat van de leiding goed is (geen beschadigingen, afname van de wanddikte of degeneratie van het leiding materiaal), en dat de leiding niet wordt onderworpen aan een te grote belasting (te hoge werkdruk, zettingssprongen of te hoge gronddrukken). De leiding beheerder speelt hier een belangrijke rol.

Het filter is ontworpen op basis van kraterstralen tot 30 m en kraters met een diepte tot 2,5 m. Het filter is mogelijk ook toepasbaar voor grotere kraters, maar dit is bij de afleiding niet gecontroleerd. De filters gelden voor ondiepe leidingen en kunnen dus niet gebruikt worden voor leidingen die op diepte zijn aangelegd (met bijvoorbeeld HDD).

Daarnaast is het nodig dat een faalkans voor de leiding beschikbaar is of op basis van diameter, druk en materiaal kan worden afgeleid. In de rapportage zal met een voorbeeld worden toegelicht hoe de leidingfaalkans kan worden afgeleid als diameter, druk en materiaal bekend zijn. Tevens wordt toegelicht hoe de faalkans van de leiding in een later stadium gewijzigd kan worden zonder dat de rest van het filter aangepast hoeft te worden.

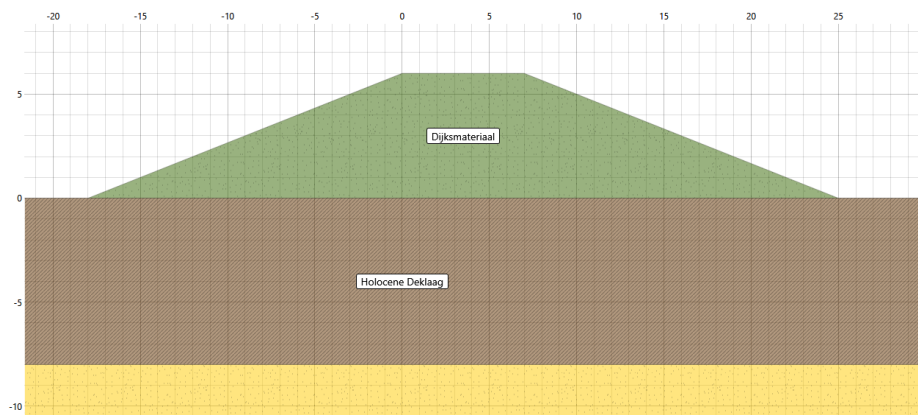
De faalkansen van de leiding kunnen momenteel worden afgeleid op basis van materiaal, druk en diameter van de leiding. In verschillende documenten worden faalkansen gegeven voor AC, GG, NG, Staal, PE en PVC leidingen. Voor het afleiden van de faalkansen van leidingen kan de op dit moment bekende informatie gebruikt. Indien in de toekomst andere methodes worden afgeleid voor het bepalen van de faalkans van de leiding, is het filter nog steeds toepasbaar.

De filters zijn afgeleid voor leidingen die niet door andere leidingen beïnvloed worden (domino effecten worden niet meegenomen in de faalpaden).

1.6.4 Voorbeeldcasus

In deze rapportage is in eerste instantie een voorbeeld casus uitgewerkt voor de afleiding van de filters. De voorbeeld casus is daarna verder uitgewerkt voor alle waterkeringen in het rivieren gebied. De voorbeeld casus is een dijkprofiel aan de Waal (benedenstrooms), zie

Figuur 1.5. De traject eis van het beschouwde traject is 1/10 000 per jaar. Het dijkprofiel is voor de afleiding van de filters gegeneraliseerd.



Figuur 1.5 Vereenvoudigd profiel voorbeeld casus langs de Waal, dijkhoogte 6 m, talud helling 1:3, deklaagdikte 8 m, kruinlengte 7 m.

2 Norm en doorsnede eis leiding falen

De kans op overstroming door het falen van een leiding moet getoetst worden aan de toelaatbare overstromingskans voor het dijktraject (de norm: P_{eis}). Meestal zal voor de eis de ondergrens worden toegepast. Een waterschap kan er voor kiezen om een andere waarde te gebruiken. In de faalkansbegroting wordt ruimte gereserveerd voor een mogelijke overstroming door het falen van een leiding in of nabij het dijktraject. De eis per doorsnede voor een overstroming door leiding falen volgt uit:

$$P_{f;dsn;F_L} \leq P_{eis;dsn} = \frac{\omega P_{eis}}{N_{dsn}} \quad (2.1)$$

Hierin is:

- P_{eis} de norm van het dijktraject.
- ω de faalkansruimtefactor voor leidingfalen (zie sectie 2.1)
- N_{dsn} de lengte-effect factor voor falen van parallelle leidingen (zie sectie 2.2)

2.1 Faalkansruimtefactor

Tijdens de faalkansbegroting moet een deel van de faalkanseis gereserveerd worden voor het overstromen van de dijk door het falen van een parallelle leiding. Deze faalkansruimtefactor kan gekozen worden door het waterschap. Het is gebruikelijk om ruimte te gebruiken uit de 30% die voor overige mechanisme wordt gereserveerd. Een reservering van 1% voor alle parallelle leidingen langs het dijktraject is eerder toegepast, oftewel $\omega = 0.01$ (zie POV K&L 2020a). Een waterschap kan hier andere keuzes maken. Bij een dijktraject met relatief veel leidingen kan het bijvoorbeeld nuttig zijn de faalkansruimte factor te verhogen om meer leidingen te kunnen goed keuren.

2.2 Lengte effect

Daarnaast wordt een lengte-effect factor toegepast die beschrijft hoeveel leiding segmenten significant zullen bijdragen aan de totale overstromingskans door leiding falen. De lengte-effect factor voor parallelle leidingen wordt gebruikelijk op $N_{dsn} = 10$ aangenomen (zie POV K&L 2020a).

Tijdens de POV kabels en leidingen (zie POV K&L 2020a) is vastgesteld dat de representatieve segmentlengte voor een parallel gelegen leiding 50 m bedraagt.

2.3 Gebruikelijke doorsnede eis

Op basis van de gebruikelijke faalkansruimte factor en lengte-effect factor kan de volgende doorsnede eis worden afgeleid:

$$P_{eis;dsn} = \frac{\omega P_{eis}}{N_{dsn}} = \frac{0.01 P_{eis}}{10} = 0.001 P_{eis} \quad (2.2)$$

Deze doorsnede eis wordt in het vervolg van dit document gebruikt. De meeste formules uit dit rapport kunnen echter ook met andere doorsnede eisen gecombineerd worden, zolang de eis niet significant groter of kleiner wordt.

Met ingang van het nieuwe beoordelings- en ontwerp instrumentarium, waarbij faalkansruimte factoren in theorie niet meer worden toegepast, kan in een filter analyse nog steeds gebruik worden gemaakt van een faalkansruimte factor en lengte effect. Tijdens een eventuele optimalisatie kan de doorsnede eis worden gewijzigd wanneer er uit de integrale beoordeling/ontwerp blijkt dat er meer ruimte beschikbaar is voor leidingen.

3 Kans en gevolgen falen leiding

Zoals eerder beschreven wordt de overstromingskans door leiding falen van één representatieve doorsnede vergeleken met de faalkanseis per doorsnede:

$$P_{f;dsn;F_L} < P_{eis;dsn} \quad (3.1)$$

Hierin is:

$P_{f;dsn;F_L}$ de overstromingskans door leiding falen ter plaatse van de doorsnede.

De overstromingskans kan berekend worden met vergelijking (1.1).

3.1 Faalkans leiding segment

Het faalpad in Figuur 1.2 begint met de kans van falen van een leiding binnen een leidingsegment. Dit beschrijft de faalkans van de leiding binnen de representatieve doorsnede. Op basis van casuïstiek is de leiding faalkans per meter leiding afgeleid voor distributie waterleidingen (KWR, 2020) en gasdistributieleidingen (Kiwa, 2020). Een voorwaarde voor de toepassing van de leidingfaalkans is dat de leiding volgens de gangbare procedure (water, gasdistributie en gastransport) is aangelegd, dat de staat van de leiding goed is (geen beschadigingen, afname van de wanddikte of degeneratie van het leiding materiaal), en dat de leiding niet wordt onderworpen aan een te grote belasting (te hoge werkdruk, zettingssprongen of te hoge gronddrukken). Deze faalkans per meter per jaar kan worden uitgesplitst naar materiaal en diameter.

Additionele informatie rondom leiding faalkansen kan onder andere gevonden worden in: Lochbaum (1993), Folkman (2018), Vrouwenvelder & Spiekhout (2020), Hussein Farh et al. (2023).

Om de faalkans van een leidingsegment te bepalen wordt de faalkans per meter vermenigvuldigd met de lengte van het segment:

$$P(F_L) = L_{segment} P_{F_L \text{ per meter}} = 50 P_{F_L \text{ per meter}} \quad (3.2)$$

Hierin is:

$P(F_L)$ de leidingfaalkans van een segment [1/jaar].

$P_{f,leiding \text{ per meter}}$ de leidingfaalkans per meter [1/(jaar x m)].

$L_{segment}$ de lengte van een segment. 50 m is hiervoor van toepassing (TNO, 2003).

Het 50 meter leidingsegment is ook van toepassing op langscheuren die mogelijk kunnen plaatsvinden bij bijvoorbeeld PVC leidingen (bij de overige type leidingen die met het filter beoordeeld kunnen worden komen langscheuren van enige lengte praktisch niet voor). De gevolgen van leiding falen met eventuele langs-scheuren bij PVC leidingen vallen binnen het 50 m leidingsegment.

Over het algemeen liggen de faalkansen van een distributieleiding in de range $10^{-6} < P_{f,leiding\ per\ meter} < 10^{-3}$ 1/(jaar x m). Indien geen informatie bekend is, kan de leidingfaalkans $P(F_L)$ conservatief gelijkgesteld worden aan 1.

Optimalisatie

Wanneer in een later stadium geoptimaliseerde leidingfaalkansen worden bepaald, kunnen deze in het beschreven filter gebruikt worden zonder de overige delen van het filter te wijzigen.

3.2 Directe gevolgen leidingfalen

De directe gevolgen van leidingfalen worden opgesplitst in twee scenario's: 1) het ontstaan van een explosie of erosie krater door een gapend lek; en 2) een verhoging van de waterstand door een sluipend lek. De kans op de verschillende scenario's is afhankelijk van het leidingtype (zie sectie 3.2.1). De beschrijving van de schematisatie van deze scenario's is gegeven in secties 3.2.2 en 3.2.3.

3.2.1 Scenario overgangskans krater of sluipend lek

Op basis van eerder POV K+L (2020b) onderzoek worden de volgende overgangskansen voor een krater, $P(K|F_L)$, of sluipend lek, $P(S|F_L)$, voorgesteld:

Tabel 3.1 Verdeling tussen kraters en sluipende lekken gegeven het falen van de leiding.

Leiding type	$P(K F_L)$	$P(S F_L)$
Water	0.1	0.9
Gas*	0.25 (1.0*)	0.75 (0.0*)

*Doordat op dit moment de schematisatie van sluipend lek bij een gas leiding overeenkomt met een krater, wordt in de schematisatie aangenomen dat de kans op een krater 1.0 is bij een falende gasleiding (oftewel falen van een gasleiding leidt altijd tot een krater).

Het dient te worden opgemerkt dat de verdeling van de faalkans voor waterleidingen in een sluipend lek en een gapend lek is afgeleid van een beperkte data set. Mogelijk wordt deze verhouding in de toekomst nog bijgesteld.

Optimalisatie

Als er meer informatie over de verdeling van kraters en sluipend lekken bekend is kunnen andere overgangskansen toegepast worden zonder het filter op andere onderdelen aan te passen.

3.2.2 Schematisering krater

Aan de hand van NEN 3651:2020 kunnen de krater afmetingen van waterleidingen worden berekend. Berekeningsresultaten voor de waterleidingen zijn opgenomen in Bijlage A. Deze berekeningen zijn gebaseerd op de vereenvoudigde berekening uit NEN3651:2020, welke conservatieve kraterafmetingen opleveren. De ontgrondingstraal van een gasdistributieleiding zijn voor de druk- en diameterklasse berekend volgens NEN 3651:2020 en eveneens opgenomen in Bijlage A. Bij gasdistributieleidingen is door de relatief lage druk zowel de explosie krater als de verwerkingszone niet van toepassing. Het filter is afgeleid voor kraterstralen die kleiner zijn dan 30 m of kraters en minder dan 2,5 m diep.

Optimalisatie

De vereenvoudigde berekeningen uit NEN3651:2020 zijn conservatief. Het gebruik van de standaard berekening van de verstoringszones uit NEN3651:2020, eventueel met

conservatieve invoer parameters, kan de krater afmetingen significant verlagen. In het filter kunnen kleinere krater afmetingen zonder problemen gebruikt worden.

De krater afmetingen uit Bijlage A zijn gebruikt om de range van krater afmetingen te bepalen. Deze range is gebruikt bij de afleiding van de kans op piping en/of macro-instabiliteit gegeven een krater. Indien er voor een gegeven leiding een andere kraterafmeting wordt berekend kan deze in het filter gebruikt worden zonder de filters aan te passen.

De optimalisatie van krater afmetingen is zeer effectief, omdat de afmeting van de kraters veel impact hebben op de overstromingskansen gegeven leidingen falen. De optimalisatie kan voor dijksecties worden uitgevoerd. Voor waterleidingen in de Neder Betuwe is deze optimalisatie bijvoorbeeld al eens uitgevoerd (Deltares, 2022)

3.2.3 Schematisering sluipend lek

Een sluipend lek bij een waterleiding zorgt voor een hogere freatische lijn in de dijk. Als het sluipende lek niet ontdekt wordt zal de freatische lijn in de dagelijkse situatie (zonder hoogwater) worden verhoogd. Er wordt in overstemming met de POV K+L studies aangenomen dat de verhoogde freatische lijn (in de dagelijkse situatie) niet tot een dijkafschuiving zal leiden. Wanneer er vervolgens een hoogwater plaatsvindt, zal de freatische lijn verder worden verhoogd (boven de dagelijkse situatie met een sluipend lek). De freatische lijn zal in dit geval hoger liggen dan de freatische lijn bij hoogwater zonder sluipend lek. Door de hogere freatische lijn zal dijkfalen vaker optreden (de dijkfaalkans met een sluipend lek zal hoger zijn dan zonder sluipend lek).

Conform de benadering bij de POV K+L studies wordt er aangenomen dat een sluipend lek in combinatie met hoog water zorgt voor een volledige verzadiging van de waterkering. Bij een leiding in de berm wordt er aangenomen dat een volledige verzadiging van de berm wordt veroorzaakt. Aangezien volledige verzadiging van de dijk met aanwezigheid van een berm al tot relatief lage overgangskansen leidt (zie paragraaf 4.2.2), wordt voor de eenvoud van het filter bij een leiding in de berm dezelfde criteria toegepast als voor een leiding in de kruin.

Optimalisatie

De aannames rondom het effect van sluipende lekken zijn conservatief. De dagelijkse verhoging van de freatische lijn door een sluipend lek kan mogelijk al leiden tot een dijkafschuiving (bijvoorbeeld een hoge freatische lijn door een combinatie van regenval en een sluipend lek). Aangezien er tijdens dit dijkfalen geen hoogwater aanwezig is, kan deze dijkafschuiving worden gedetecteerd en kan er herstel plaatsvinden. Daarnaast veroorzaakt een sluipend lek mogelijk geen volledig verzadiging van de waterkering in combinatie met hoogwater. Optimalisatie van de freatische lijn door een sluipend lek tijdens hoogwater kan daarom effectief zijn voor (kleine) sluipende lekken, waarbij verwacht kan worden dat de freatische lijn minder zal stijgen.

3.3 Hoogwater voor herstel gevolgen leidingfalen

Leiding falen kan enkel invloed hebben op dijk falen als de schade door leiding falen niet (volledig) hersteld is voor het volgende hoogwater. Herstel kan niet op tijd plaatsvinden als de hersteltijd overlapt met een hoogwater. Er vanuit gaande dat er geen correlatie is tussen leidingfalen en hoogwater, is alleen de duur van het hoogwater en de ontdek- en hersteltijd van belang. Indien een krater is ontstaan door leiding falen is er uitgegaan van een ontdek- en hersteltijd van 3 dagen. Er is uitgegaan van een duur van het hoogwater van 2 weken (Deltares, 2022). Dit resulteert in een kans van geen herstel van een krater van:

$$P(HW | K, F_L) = \frac{14 + 3}{365} \approx 0.05 \quad (3.3)$$

Voor een sluipend lek wordt er conservatief van uitgegaan dat het defect niet ontdekt wordt. Dit levert een overgangskans $P(HW | S, F_L) = 1$ op.

Optimalisatie

De overgangskans voor een hoogwater zonder herstel kan gewijzigd worden zonder de andere overgangskansen in het filter te beïnvloeden. Dit kan noodzakelijk zijn wanneer herstel voor een hoogwater onwaarschijnlijk is. Het is noodzakelijk $P(HW | K, F_L)$ te verhogen als hoogwater gecorreleerd is aan leiding falen of wanneer overstroming na leiding falen ook zonder jaar hoogwater kan plaatsvinden (bijvoorbeeld bij continu waterkerende dijken). Een conservatieve aanname is hierbij geen kans op herstel: $P(HW | K, F_L) = 1$. Dit heeft geen effect op sluipende lekken aangezien hier al de meeste conservatieve optie gekozen is.

Sluipende lekken kunnen ontdekt worden wanneer dijkfalen optreedt voordat hoogwater ontstaat (zie toelichting in sectie 3.2.3). Dit effect wordt op dit moment genegeerd. Daarnaast kunnen met een lekdetectie in of naast de leidingen sluipende lekken worden gedetecteerd. De overgangskans $P(HW | S, F_L)$ kan in dit geval verlaagd worden. Voor het bepalen van deze overgangskans moet rekening gehouden worden met de kans op het missen van een lek en de benodigde tijd voor herstel. Het mogelijk verlagen van $P(HW | S, F_L)$ met een factor 10-100 zou dan in de optimalisatie kunnen worden meegenomen.

3.4 Overstroming door leiding falen (grof)

Indien een krater of sluipend lek niet hersteld is voor het hoogwater kan de schade aan de dijk een overstroming veroorzaken. Ondanks de schade zal een deel van de sterkte van de dijk waarschijnlijk nog beschikbaar zijn. De kans op dijk falen gegeven een krater of sluipend lek moet daarvoor worden ingeschat. Deze inschatting is complex, omdat hiervoor de eigenschappen van de dijk, ondergrond en de gevolgen van leiding falen noodzakelijk zijn. Het is efficiënter om een eerste grove inschatting te maken zonder de laatste overgangskansen in te schatten. De grove inschatting wordt in secties 3.4.1 en 3.4.2 voor respectievelijk een water- en een gasleiding beschreven.

De uitwerking van het filter voor de fijne stap, waarin de overgangskansen dijk falen gegeven schade door leiding falen ($P(F_d | K, HW, F_L)$ en $P(F_d | S, HW, F_L)$) wordt bepaald, is gegeven in hoofdstuk 4.

3.4.1 **Grove inschatting overstromingskans falen waterleiding**

De twee gevolgen van het falen van een waterleiding, een krater of een sluipend lek, worden hier apart beoordeeld, omdat de kansen voor beide scenario's verschillen. De totale faalkans kan bepaald worden door de overstromingskansen voor beide scenario's bij elkaar op te tellen. Voor de afleiding van de formules in deze paragraaf zijn de eerder genoemde gebruikelijk waardes gebruikt. De formules zijn vervolgens in grafieken uitgewerkt.

Doordat de krater en het sluipend lek apart worden behandeld (in deze paragraaf), is het mogelijk dat een leiding wordt goed gekeurd, ondanks dat de overstromingskans van de doorsnede de eis overschrijdt. Deze overschrijding is maximaal een factor 2, wanneer voor zowel de krater als het sluipend lek exact wordt voldaan aan beschreven grenzen. De overschrijding van de overstromingskans door leiding falen door het opsplitsen in twee mechanismes is waarschijnlijk klein omdat: (1) in de praktijk de overstromingskansen door een krater en sluipend lek vaak een of meer ordegroottes verschillen, en (2) bij de afleiding van de eisen zijn grove aannamen gehanteerd die hebben geleid tot een eis die streng is. De hier gevolgde benadering wordt daarom in deze grove stap acceptabel geacht.

Krater

De overstromingskans door een krater van een waterleiding kan conservatief worden ingeschat met:

$$P_{f,dsn;krater} = P_{F_L \text{ per meter}} \cdot 50 \cdot 0.1 \cdot 0.05 \cdot 1 = 0.25 P_{F_L \text{ per meter}} \quad (3.4)$$

Hierin is rekening gehouden met een 50 meter leidingsegment, een conditionele kans op een krater van 0.1, een kans op herstel voor een hoogwater van 0.05 en een conditionele kans van 1.0 op een overstroming gegeven geen herstel van de krater voor het hoogwater.

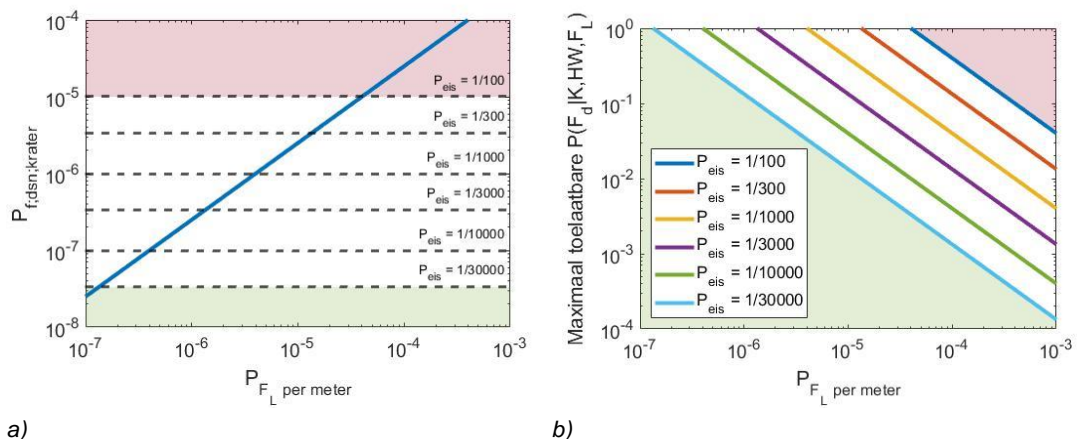
Deze doorsnede kans moet kleiner zijn dan de doorsnede eis:

$$P_{f,dsn;krater} = 0.25 P_{F_L \text{ per meter}} < 0.001 P_{eis} \quad (3.5)$$

Wanneer de leiding faalkans en de norm van het traject gegeven zijn, kan met vergelijkingen (3.4) en (3.5) ook berekend worden welke overgangskans dijkfalen (overstroming) door een krater nodig is voor het goedkeuren van de betreffende leiding. Deze kans is maximaal:

$$P(F_d | K, HW, F_L) < \frac{0.001}{0.25} \frac{P_{eis}}{P_{F_L \text{ per meter}}} = 0.004 \frac{P_{eis}}{P_{F_L \text{ per meter}}} \quad (3.6)$$

Deze eis aan de overgangskans $P(F_d | K, HW, F_L)$ geldt voor kraters veroorzaakt door falen van een water leiding. Vergelijkingen (3.5) en (3.6) zijn uitgewerkt in Figuur 3.1, waaruit blijkt dat wanneer uitgegaan wordt van een leiding faalkans tussen de 10^{-6} en 10^{-3} per meter per jaar, een overgangskans $P(F_d | K, HW, F_L)$ tussen de 10^{-4} en 1 noodzakelijk is voor het goedkeuren van water leidingen.



Figuur 3.1 a) Conservatieve inschatting van de overstromingskans door een krater veroorzaakt door het falen van een waterleiding voor een gegeven leiding faalkans. b) Maximaal toelaatbare overgangskans dijk falen gegeven een krater om aan de eis van het dijktraject te voldoen, waarbij de krater is veroorzaakt door het falen van een waterleiding. In beide afbeeldingen kan de overstromingskans in de groene regio geaccepteerd worden voor alle eisen, in de rode regio is de overstromingskans voor geen enkele eis acceptabel.

Sluipend lek

De overstromingskans door een sluipend lek van een waterleiding kan conservatief worden ingeschat met:

$$P_{f;dsn;sluipend\ lek} = P_{F_L\ per\ meter} \cdot 50 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 1 = 45 P_{F_L\ per\ meter} \quad (3.7)$$

Hierin is rekening gehouden met een 50 meter leidingsegment, een conditionele kans op een sluipend lek van 0.9, geen kans op herstel voor een hoogwater (1.0) en een conditionele kans van 1.0 op een overstroming gegeven een sluipend lek.

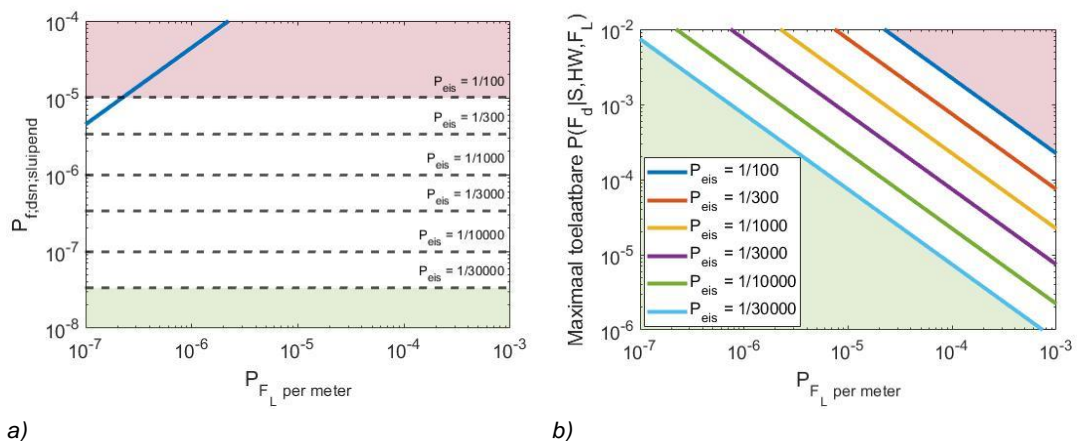
Deze doorsnede kans moet kleiner zijn dan de doorsnede eis:

$$P_{f;dsn;sluipend\ lek} = 45 P_{F_L\ per\ meter} < 0.001 P_{eis} \quad (3.8)$$

Wanneer de leiding faalkans en de norm van het traject gegeven zijn, kan met vergelijkingen (3.7) en (3.8) ook berekend worden welke overgangskans dijkfalen (overstroming) door een sluipend lek nodig is voor het goedkeuren van de leiding. Deze kans is maximaal:

$$P(F_d | S, HW, F_L) < \frac{0.001}{45} \frac{P_{eis}}{P_{F_L\ per\ meter}} = 0.000022 \frac{P_{eis}}{P_{F_L\ per\ meter}} \quad (3.9)$$

Deze eis aan de overgangskans $P(F_d | S, HW, F_L)$ geldt enkel voor sluipende lekken veroorzaakt door falen van een water leiding. Vergelijkingen (3.8) en (3.9) zijn uitgewerkt in Figuur 3.2 waaruit blijkt dat wanneer uitgegaan wordt van een leiding faalkans tussen de 10^{-6} en 10^{-3} per meter per jaar, een overgangskans $P(F_d | S, HW, F_L)$ tussen de 10^{-6} en 10^{-2} noodzakelijk is voor het goedkeuren van water leidingen.



Figuur 3.2 a) Conservatieve inschatting van de overstromingskans door een sluipend veroorzaakt door het falen van een waterleiding voor een gegeven leiding faalkans. b) Maximaal toelaatbare overgangskans dijk falen gegeven een sluipend lek om aan de eis van het dijktraject te voldoen, waarbij het sluipend lek is veroorzaakt door het falen van een waterleiding. In beide afbeeldingen kan de overstromingskans in de groene regio geaccepteerd worden voor alle eisen, in de rode regio is de overstromingskans voor geen enkele eis acceptabel.

Kortom, vrijwel geen enkele leiding zal voldoen aan de conservatieve inschatting op basis van een sluipend lek. In veel gevallen zal de overgangskans $P(F_d | S, HW, F_L)$ echter laag zijn, waardoor leidingen toch goed gekeurd kunnen worden, zie sectie 4.2. Daarnaast is het inschatten van $P(F_d | S, HW, F_L)$ minder complex dan het inschatten van $P(F_d | K, HW, F_L)$.

3.4.2 Grove inschatting overstroomingskans falen gasleiding

De overstroomingskans door een krater in een gasleiding kan conservatief worden ingeschat met:

$$P_{f,dsn;krater} = P_{F_L \text{ per meter}} \cdot 50 \cdot 1.0 \cdot 0.05 \cdot 1 = 2.5P_{F_L \text{ per meter}} \quad (3.10)$$

Hierin is rekening gehouden met een 50 meter leidingsegment, een conditionele kans op een krater van 1.0, een kans op herstel voor een hoogwater van 0.05 en een conditionele kans van 1.0 op een overstrooming gegeven geen herstel van de krater.

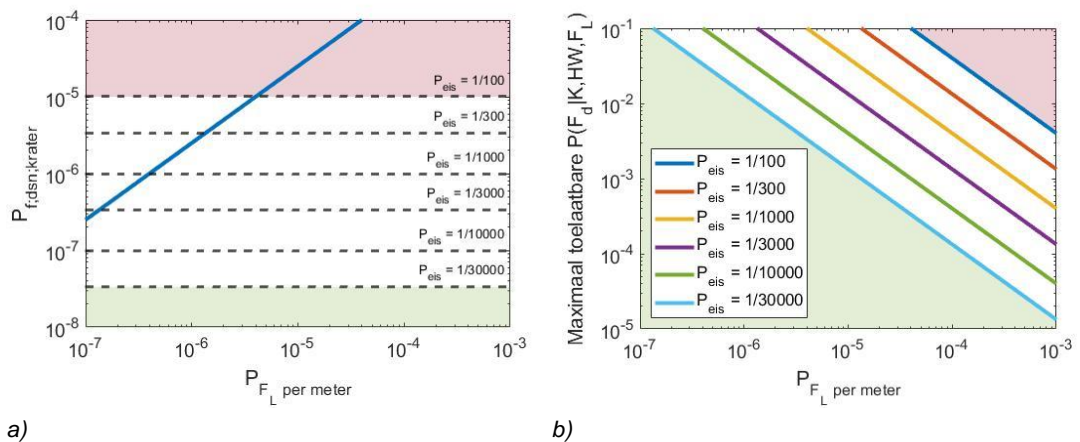
Deze doorsnede kans moet kleiner zijn dan de doorsnede eis:

$$P_{f,dsn;krater} = 2.5P_{F_L \text{ per meter}} < 0.001P_{eis} \quad (3.11)$$

Wanneer de leiding faalkans en de norm van het traject gegeven zijn, kan met vergelijkingen (3.10) en (3.11) ook berekend worden welke overgangskans dijkefalen (overstrooming) door een krater nodig is voor het goedkeuren van de leiding. Deze kans is maximaal:

$$P(F_d | K, HW, F_L) < \frac{0.001}{2.5} \frac{P_{eis}}{P_{F_L \text{ per meter}}} = 0.04 \frac{P_{eis}}{P_{F_L \text{ per meter}}} \quad (3.12)$$

Deze eis aan de overgangskans $P(F_d | K, HW, F_L)$ geldt enkel voor kraters veroorzaakt door falen van een gasleiding. Vergelijkingen (3.11) en (3.12) zijn uitgewerkt in Figuur 3.3, waaruit blijkt dat wanneer uitgegaan wordt van een leiding faalkans tussen de 10^{-6} en 10^{-3} per meter per jaar, een overgangskans $P(F_d | K, HW, F_L)$ tussen de 10^{-5} en 0.1 noodzakelijk is voor het goedkeuren van de gasleidingen.



Figuur 3.3 Conservatieve inschatting van de overstroomingskans door een krater veroorzaakt door het falen van een gasleiding voor een gegeven leiding faalkans. b) Maximaal toelaatbare overgangskans dijkfalen gegeven een krater om aan de eis van het dijktraject te voldoen, waarbij de krater is veroorzaakt door het falen van een gasleiding. In beide afbeeldingen kan de overstroomingskans in de groene regio geaccepteerd worden voor alle eisen, in de rode regio is de overstroomingskans voor geen enkele eis acceptabel.

4 Dijkfalen door leiding falen

De laatste stap van grof naar fijn is het berekenen van de overgangskans dijk falen gegeven leiding falen. Om deze overgangskans te bepalen worden de verschillende dijk faalmechanismes beoordeeld. Voor dijk falen gegeven een krater door leiding falen wordt de overgangskans berekend volgens:

$$P(F_d | K, HW, F_L) = P(\text{Direct falen} | K, HW, F_L) + P(\text{GEBU} | K, HW, F_L) + P(\text{GEKB} | K, HW, F_L) + P(\text{Piping} | K, HW, F_L) + P(\text{Macro} | K, HW, F_L) \quad (4.1)$$

Voor dijk falen gegeven een sluipend lek door leiding falen wordt de overgangskans berekend volgens (enkel macro-instabiliteit door een sluipend lek speelt een rol):

$$P(F_d | S, HW, F_L) = P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L) \quad (4.2)$$

Door een verhoging van de freatische lijn kan mogelijk ook een oppervlakkige afschuiving plaatsvinden, waarna golfoverslag tot falen zou kunnen leiden. We gaan ervan uit dat de combinatie van de gebeurtenissen leiding falen, oppervlakkige afschuiving (die niet zonder leiding falen zou plaatsvinden) en voldoende golfoverslag, onwaarschijnlijk is.

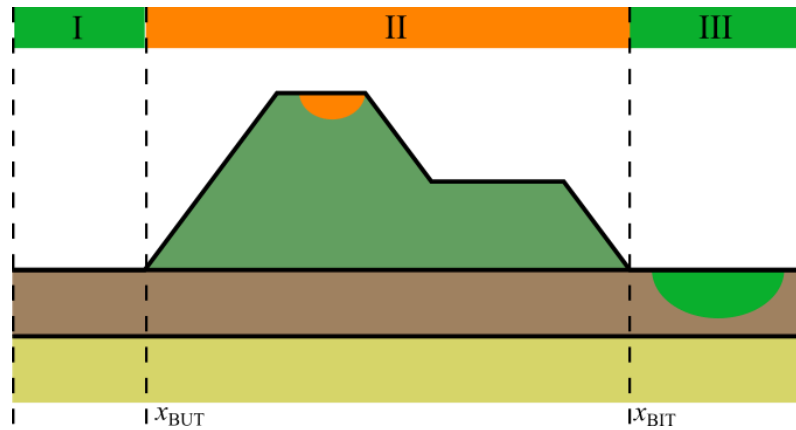
De kansen volgend uit de faalmechanismen worden in secties 4.1 tot en met 4.6 beschreven. Voor ieder mechanisme is een geometrische grens op gesteld, waarmee beslist wordt of een mechanisme relevant is. Vervolgens zijn beslisregels (filter regels) afgeleid om de overgangskans te bepalen voor de relevante mechanismes.

4.1 Direct falen

4.1.1 Geometrische grens

Een geometrische grens is de eerste eenvoudige stap in het filter. Wanneer de krater de kruin, binnentalud of buitentalud niet aantast zal direct falen geen rol spelen. Kraters worden daarvoor in 3 zones ingedeeld (zie Figuur 4.1):

$$\begin{aligned} x_L + R_{krater} < x_{BUT} & \Rightarrow \text{Zone direct I} \\ x_L + R_{krater} \geq x_{BUT} \text{ en } x_L - R_{krater} \leq x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone direct II} \\ x_L - R_{krater} > x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone direct III} \end{aligned} \quad (4.3)$$



Figuur 4.1 Zones voor de geometrische grens voor direct falen voor dijken met en zonder berm.

Voor de zones direct I en III kan de overgangskans direct worden vastgesteld:

$$P(\text{Direct} \mid K, HW, F_L) = 0 \text{ voor Zone direct I en III} \quad (4.4)$$

Voor de zone direct II moet de overgangskans verder worden beoordeeld met de filterregel beschreven in sectie 4.1.2.

4.1.2 Filter regel

De filter regel voor direct falen is gebaseerd op een minimaal overgebleven rest kruinbreedte, nadat een krater is ontstaan. Deze minimale rest kruinbreedte is afhankelijk van de verwachte golferosie.

Bij schade aan het buitentalud is te verwachten dat golfaanval tot erosie zal leiden. Er is restbreedte nodig om deze erosie op te kunnen vangen. De afname van de kruinbreedte door erosie door golfaanval kan worden berekend met de methodiek voor de beoordeling van het mechanisme GEBU (zie bijlage B.1). Om een eenvoudige filter regel af te leiden is gekozen voor een vaste waarde van de restbreedte van 3.5 m. Met deze 3.5 m restbreedte kan 5 m³/m erosie door golfaanval worden weerstaan. Indien deze restbreedte niet aanwezig is, kan er met het filter niet worden gegarandeerd dat golfaanval niet tot overstroming zal leiden.

Bij schade aan de kruin of het binnentalud wordt minder golferosie verwacht, omdat in het mechanisme GEKB een conservatieve overslagdebiet ($Q = 0.1 \text{ l/s/m}$) wordt aangenomen. Daarom is na een beschadigd binnentalud 0.5 meter voldoende, en wordt er in het geval van schade aan de kruin of binnentalud een restkruinbreedte van 0.5 m meegenomen (zie Bijlage B.2).

Voor kraters in de binnen kruin of het binnentalud geldt:

$$P(\text{Direct} \mid K, HW, F_L) = 0 \text{ als } B_{rest} > 0.5 \text{ m}$$

$$P(\text{Direct} \mid K, HW, F_L) = 1 \text{ als } B_{rest} < 0.5 \text{ m} \quad (4.5)$$

Voor kraters in de buiten kruin of het binnentalud geldt:

$$P(\text{Direct} \mid K, HW, F_L) = 0 \text{ als } B_{rest} > 3.5 \text{ m}$$

$$P(\text{Direct} \mid K, HW, F_L) = 1 \text{ als } B_{rest} < 3.5 \text{ m} \quad (4.6)$$

Voor kraters in de kruin kan de rest breedte berekend worden aan de hand van de kruin breedte en de krater straal:

$$B_{rest} = B_{kruin} - R_{krater} = \max(0, X_{BIK} - X_{BUK} - R_{krater}) \quad (4.7)$$

Hierbij wordt aangenomen dat leidingen in de kruin altijd in de binnen of buiten kruinlijn liggen. Als de leiding meer in het centrum van de kruin is gelegen moet de restbreedte aangepast worden met de afstand tot de binnen of buiten kruinlijn.

Bij kraters in het achterland of voorland wordt er aangenomen dat eventuele vervolgemechanismen (bijvoorbeeld micro-instabiliteit) een minimaal profiel overlaten onder een hoek naar de kruin (zie Figuur 4.2 voor een voorbeeld met een klei kern). Deze hoek is afhankelijk van het materiaal in de kern van de dijk: 1:2 voor een dijk met een kleikern en 1:4 voor een dijk met een zandkern.

Op basis van dit uitgangspunt kan de restbreedte voor 4 verschillende situaties bepaald worden:

Krater in het achterland of binnen teen bij een kleikern:

$$B_{rest} = \max(0, X_L - R - 2H_{dijk} - X_{BUK}) \quad (4.8)$$

Krater in het achterland of binnen teen bij een zandkern:

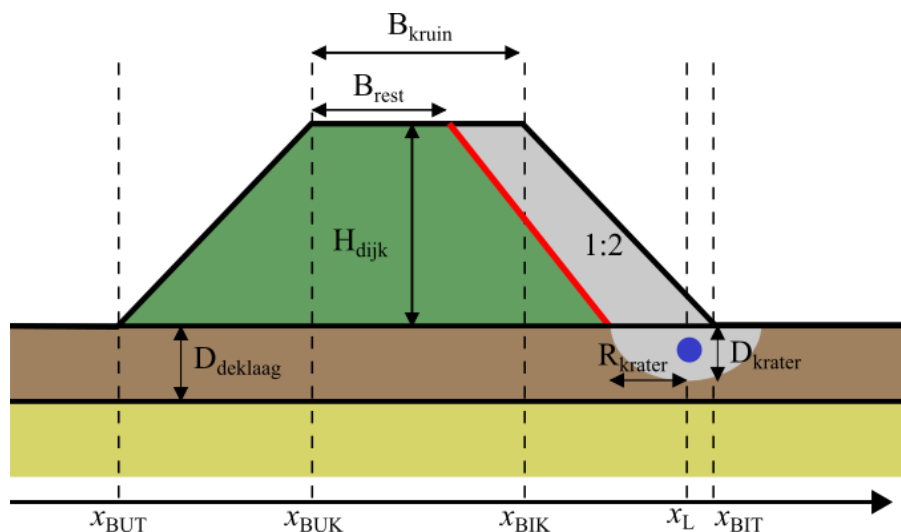
$$B_{rest} = \max(0, X_L - R - 4H_{dijk} - X_{BUK}) \quad (4.9)$$

Krater in het voorland of buiten teen bij een kleikern:

$$B_{rest} = \max(0, X_{BIK} - X_L - R - 2H_{dijk}) \quad (4.10)$$

Krater in het voorland of buiten teen bij een zandkern:

$$B_{rest} = \max(0, X_{BIK} - X_L - R - 4H_{dijk}) \quad (4.11)$$



Figuur 4.2 Voorbeeld rest breedte direct falen bij krater in het achterland of binnen teen bij een klei kern.

4.1.3 Optimalisatie

De meest effectieve optimalisatie stap voor direct falen is een minder conservatieve inschatting van de krater afmeting. Deze optimalisatie stap levert tevens voordelen op voor de andere faalmechanismes. Eventueel kan er ook geoptimaliseerd worden voor de hoek van het minimale profiel.

Daarnaast kan in een toets op maat de benodigde restbreedte geoptimaliseerd worden in afstemming met mechanismes voor GEKB (voor schade aan de kruin of binnentalud) en GEBU (schade aan het buitentalud). Tevens zal niet ieder hoogwater jaarmaximum even hoog zijn, waardoor er extra restbreedte aanwezig is (ter hoogte van het waterniveau). Deze extra restbreedte kan eventueel in een probabilistische studie worden meegenomen.

4.2 Macro-instabiliteit door een sluipend lek

4.2.1 Geometrische grens

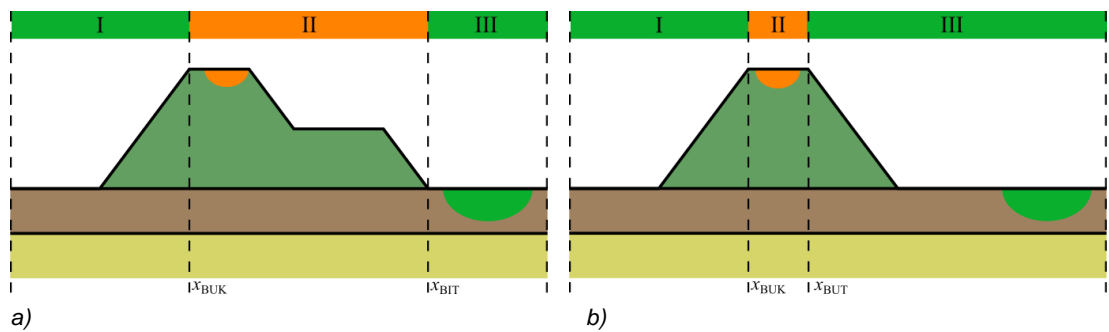
Een geometrische grens is de eerste eenvoudige stap in het filter. Wanneer de leiding niet in de kruin of berm ligt zal macro-instabiliteit door een sluipend lek geen rol spelen. Leidingen worden daarvoor in 3 zones ingedeeld Figuur 4.3:

Dijken met berm (Figuur 4.3a):

$$\begin{aligned}
 x_L < x_{BUK} & \Rightarrow \text{Zone sluipend I} \\
 x_L \geq x_{BUK} \text{ en } x_L \leq x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone sluipend II} \\
 x_L > x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone sluipend III}
 \end{aligned}
 \tag{4.12}$$

Dijken zonder berm (Figuur 4.3b):

$$\begin{aligned}
 x_L < x_{BUK} & \Rightarrow \text{Zone sluipend I} \\
 x_L \geq x_{BUK} \text{ en } x_L \leq x_{BIK} & \Rightarrow \text{Zone sluipend II} \\
 x_L > x_{BIK} & \Rightarrow \text{Zone sluipend III}
 \end{aligned}
 \tag{4.13}$$



Figuur 4.3 Zones voor de geometrische grens voor sluipende lekken, voor a) dijken met berm en b) dijken zonder berm.

Voor de zones sluipend I en III kan de overgangskans direct worden ingeschat:

$$P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L) = 0 \text{ voor Zone sluipend I en III}
 \tag{4.14}$$

Voor de zone sluipend II moet de overgangskans verder worden beoordeeld met de filterregel beschreven in sectie 4.2.2.

4.2.2 Filter regel

Indien een sluipend lek ontstaat, kan dit in de dijk leiden tot een hogere freatische lijn. In dit rapport wordt in combinatie met hoogwater een volledige verzadiging van de dijk aangenomen. De verhoogde freatische lijn zal de kans op een dijkafschuiving (macro-instabiliteit) verhogen.

De kans op een dijkafschuiving kan aan de hand van de schematiserings handleiding macro-instabiliteit semi-probabilistisch worden ingeschat (Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, 2019). Deze methodiek is ook toepasbaar voor de kans op macro-instabiliteit met een volledige verzadiging van de dijk. Hiervoor kan de veiligheid factor gegeven een sluipend lek ($FoS_{sluipend}$) worden bepaald met een D-stability berekening, en vervolgens worden omgerekend naar een faalkans (Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, 2019):

$$P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L) = \Phi(-\beta_{sluipend}) \text{ met } \beta_{sluipend} = \frac{FoS_{sluipend} / \gamma_d - 0.41}{0.15} \quad (4.15)$$

waarin

$FoS_{sluipend}$ de veiligheidsfactor met een sluipend lek.

$\beta_{sluipend}$ de betrouwbaarheidsindex met een sluipend lek

γ_d de model factor

Het maken van een D-stability berekening zou te ver gaan bij de toepassing van filter regels, de veiligheid factor $FoS_{sluipend}$ kan daarom worden bepaald aan de hand van empirisch afgeleide relaties die in dit rapport zijn weergegeven in grafieken. De verhouding tussen de veiligheid factor $FoS_{sluipend}$ en de oorspronkelijk veiligheidsfactor zonder lek (FoS_{intact}) gelijk aan (A_{macro}) is hierbij van belang:

$$A_{macro} = \frac{FoS_{sluipend}}{FoS_{intact}} \quad (4.16)$$

Hierin is:

A_{macro} de afname van de veiligheidsfactor.

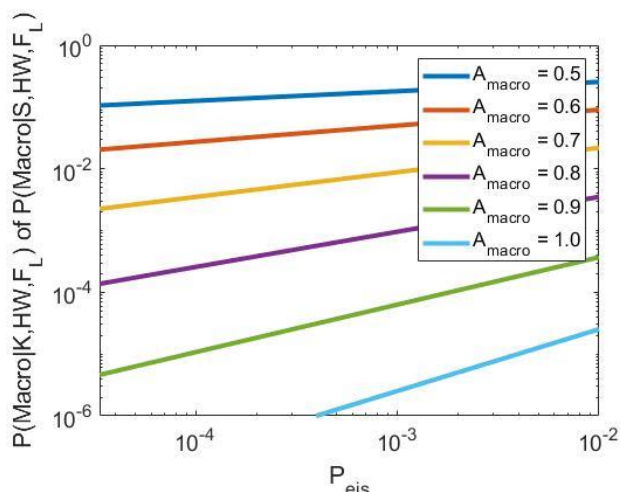
$FoS_{sluipend}$ de veiligheidsfactor met een sluipend lek.

FoS_{intact} de veiligheidsfactor zonder sluipend lek.

A_{macro} kan conservatief worden bepaald met eenvoudige relaties. De benodigde FoS_{intact} om exact aan de eis van het dijktraject te voldoen kan worden berekend. Hiermee kan een conservatieve inschatting worden gemaakt van FoS_{intact} . In dit rapport zijn voor verschillende eisen de benodigde FoS_{intact} uitgerekend, en omgerekend naar een overgangskans $P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L)$ in combinatie met verschillende waarden voor A_{macro} . Hierdoor kan A_{macro} worden uitgerekend met de beschikbare relaties en vervolgens direct worden omgerekend naar een overgangskans $P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L)$. Deze stap wordt in de volgende paragraaf verder toegelicht.

Omrekenen A_{macro} naar overgangskans macro-instabiliteit sluipend lek

In Bijlage B.4.2 wordt beschreven hoe de norm van het traject gebruikt kan worden om A_{macro} om te rekenen tot een overgangskans voor macro-instabiliteit gegeven een sluipend lek. Hiervoor kan gebruik gemaakt worden van Figuur 4.4. Met de eis van het traject en de afname van de veiligheidsfactor A_{macro} (afgeleid met de hierna beschreven beslisregels) kan de overgangskans $P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L)$ worden bepaald. Figuur 4.4 kan worden toegepast wanneer voor macro-instabiliteit gebruikelijke lengte factoren en faalkansruimte factor zijn toegepast in het dijktraject. In combinatie met de verwachte benodigde overgangskans bij gebruikelijke leidingfaalkansen is een A_{macro} tussen 0.8 en 0.9 voldoende voor een veilige situatie.



Figuur 4.4 Overgangskansen voor macro-instabiliteit afhankelijk van de berekende afname in de veiligheidsfactor.

A_{macro} voorbeeldcasus

Voor de voorbeeldcasus zijn in Bijlage B.5 3 situaties met verschillende eigenschappen van de deklaag uitgewerkt. De afname in veiligheidsfactor voor deze 3 situaties is gegeven door

- $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ - $A_{macro} = FoS_{lek} / FoS_{intact} = 0.70 / 0.84 = 0.83$
- $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ - $A_{macro} = FoS_{lek} / FoS_{intact} = 0.75 / 0.92 = 0.82$
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - $A_{macro} = FoS_{lek} / FoS_{intact} = 0.85 / 1.06 = 0.80$

Aangezien de verschillen in resultaten tussen de verschillende situaties klein zijn wordt een A_{macro} van 0.8 toegepast als beslis criterium in de voorbeeld casus. Deze beslisregel ligt aan de onderkant van de range van benodigde A_{macro} voor goed keuring van de leiding. Daardoor zullen relatief veel leidingen voorlopig worden afgekeurd op basis van sluipende lekken.

A_{macro} rivierengebied

In Bijlage B.5 is beschreven dat voornamelijk de lengte van de berm een positief effect heeft op A_{macro} . De overige parameters zorgen voor een variatie van A_{macro} tussen de 0.78 en 0.84. Bij een korte berm lengte van 5 m neemt A_{macro} al significant toe tot 0.87. Er wordt aangeraden om de volgende waarden van A_{macro} te gebruiken op basis van de lengte van de berm, zie Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Filter regel voor de bepaling van A_{macro} bij sluipende lekken.

Berm lengte	A_{macro}
0 m	0.79
5 m	0.84
10 m	0.87
> 15 m	0.9

Samenvatting procedure

De volgende stappen kunnen gevolgd worden om $P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L)$ te bepalen:

- Bepaal A_{macro} met Tabel 4.1 aan de hand van de lengte van de berm.
- Bepaal de eis van het dijktraject. De eis van het dijktraject moet al bekend zijn als invoer voor het filter.
- Bepaal $P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L)$ met Figuur 4.4 door gebruik te maken van de eis van het traject en A_{macro} .

4.2.3 Optimalisatie

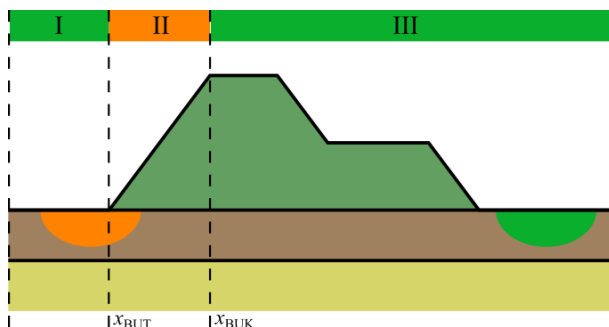
Voor specifieke dijksecties waar leidingen niet voldoen is het mogelijk een D-stability berekening uit te voeren om hiermee $FoS_{sluipend}$ direct te bepalen. Dit is vooral aan te raden voor secties waar een D-stability berekening al beschikbaar is, omdat het relatief eenvoudig is om een nieuwe D-stability berekening uit te voeren met een freatische lijn voor een volledig verzadigde dijk. Aangezien deze berekening onafhankelijk is van de leiding specificaties, is één berekening voldoende om voor veel leidingen een minder conservatieve benadering mogelijk te maken.

4.3 Golfaanval (GEBU)

4.3.1 Geometrische grens

Een geometrische grens is de eerste eenvoudige stap in het filter. Wanneer de krater het buitentalud niet aantast zal golfaanval (GEBU) geen rol spelen. Kraters worden daarvoor in 3 zones ingedeeld, zoals weergegeven in Figuur 4.5:

$$\begin{aligned}x_L + R_{krater} < x_{BUT} & \Rightarrow \text{Zone GEBU I} \\x_L + R_{krater} \geq x_{BUT} \text{ en } x_L - R_{krater} \leq x_{BUK} & \Rightarrow \text{Zone GEBU II} \\x_L - R_{krater} > x_{BUK} & \Rightarrow \text{Zone GEBU III}\end{aligned} \tag{4.17}$$



Figuur 4.5 Zones voor de geometrische grens voor golfaanval (GEBU).

Voor zones GEBU I en III kan de overgangskans direct worden vastgesteld:

$$P(GEBU | K, HW, F_L) = 0 \text{ voor Zone GEBU I en III} \quad (4.18)$$

Voor zone GEBU II moet de overgangskans verder worden beoordeeld met de filterregel beschreven in sectie 4.3.2.

4.3.2 Filter regel

Door leiding falen ontstaat er schade aan de bekleding van het buitentalud. Hierdoor is er minder bescherming tegen erosie door golfaanval. In het geval dat de kern van de dijk uit zand bestaat, is na schade aan de bekleding erosie door golfaanval zeer waarschijnlijk. Voor dijken met een zandkern in Zone GEBU II geldt daarom:

$$P(GEBU | K, HW, F_L) = 1 \text{ voor zandkern in Zone GEBU II} \quad (4.19)$$

Voor dijken met een kleikern is de kans dat erosie tot een overstroming leidt kleiner. De gedetailleerde toets van het WBI2017 beschouwt het falen van de bekleding als faaldefinitie voor GEBU voor dijken zonder krater (Deltares, 2016). Er is in het WBI2017 aangenomen dat als de bekleding faalt door golfaanval, de kern ook faalt omdat de golfbelasting immers groot is. Als de bekleding niet door golven maar door leiding falen wordt aangetast, is er niet noodzakelijkerwijs sprake van hoge golfbelasting en heeft de kern van de dijk mogelijk voldoende weerstand om de aanwezige golfbelasting te weerstaan. De overgangskans $P(GEBU | K, HW, F_L)$ wordt dan gegeven door de kans dat de golfbelasting tot significante erosie van de kleikern leidt. Deze kans is in Bijlage B.1 verder uitgewerkt.

Uit de uitwerking in Bijlage B.1 blijkt dat de overgangskans $P(GEBU | K, HW, F_L)$ kan worden vastgesteld op basis van rivier, oriëntatie van de dijk en de aanwezige voorland lengte. Voor de voorbeeldcasus bij de Waal levert dit de filter regel in Tabel 4.2 op. De filter regels voor de overige gebieden zijn weergegeven in Tabel 4.3 tot en met Tabel 4.6.

Tabel 4.2 Filter regel voor GEBU bij de Waal.

Golfbelasting	$P(GEBU K, HW, F_L)$	Uitleg
Weinig	0.00034	Lang voorland (>50 m) en geen westelijke oriëntatie
Gemiddeld	0.01	Lang voorland (>50 m) en een westelijke oriëntatie of Kort voorland (<50 m) en geen westelijke oriëntatie
Veel	0.1	Een kort voorland (< 50 m) en een westelijke oriëntatie

Tabel 4.3 Filter regel voor GEBU bij de IJssel.

Golfbelasting	$P(GEBU K, HW, F_L)$	Uitleg
Weinig	0.00034	Geen westelijke oriëntatie en korte strijklengte Een westelijke oriëntatie en een lang voorland (>50 m).
Gemiddeld	0.0034	Geen westelijke oriëntatie en lange strijklengte
Veel	0.1	Een westelijke oriëntatie en kort voorland (<50 m)

Tabel 4.4 Filter regel voor GEBU bij de Maas.

Golfbelasting	$P(GEBU K, HW, F_L)$	Uitleg
Weinig	0.00034	Geen westelijke oriëntatie en lang voorland (> 50 m). Een westelijke oriëntatie en een lang voorland (>50 m).
Gemiddeld	0.0034	Geen westelijke oriëntatie en een kort voorland (<50 m)
Veel	0.1	Een westelijke oriëntatie en kort voorland (<50 m)

Tabel 4.5 Filter regel voor GEBU bij de Neder-Rijn en het Pannerdenschkanaal.

Golfbelasting	$P(GEBU K, HW, F_L)$	Uitleg
Weinig	0.00034	Geen westelijke oriëntatie en lang voorland (> 50 m). Een westelijke oriëntatie, een lang voorland (>50 m), en korte strijklengte.
Gemiddeld	0.01	Geen westelijke oriëntatie en kort voorland (<50 m) Een westelijke oriëntatie, een lang voorland (>50 m), en lange strijklengte.
Veel	0.1	Een westelijke oriëntatie en kort voorland (<50 m)

Tabel 4.6 Filter regel voor GEBU bij de Lek.

Golfbelasting	$P(GEBU K, HW, F_L)$	Uitleg
Weinig	0.00034	Geen westelijke oriëntatie Een westelijke oriëntatie en een lang voorland (>50 m).
Veel	0.1	Een westelijke oriëntatie en kort voorland (<50 m)

4.3.3 Optimalisatie

Voor specifieke dijksecties waar leidingen niet voldoen kan met bijvoorbeeld Hydra-NL de golfhoogte en piekperiode worden berekend. Hiermee kan het verwachte erosie volume worden berekend. Hierdoor kan voor veel secties de overgangskans GEBU gereduceerd worden. Ook kan de overgangskans op GEBU worden gereduceerd als er meer erosievolume beschikbaar is (bijvoorbeeld door een extra restbreedte bij een lagere waterstand). Voor dijken met een zandkern is het effectief om het verwachte erosie volume te berekenen en hiermee $P(GEBU | K, HW, F_L)$ voor zandkernen reduceren. Dit zal met name effectief zijn bij dijken waarbij weinig tot gemiddelde golfbelasting aanwezig is.

4.4 Golfverslag (GEKB)

4.4.1 Geometrische grens

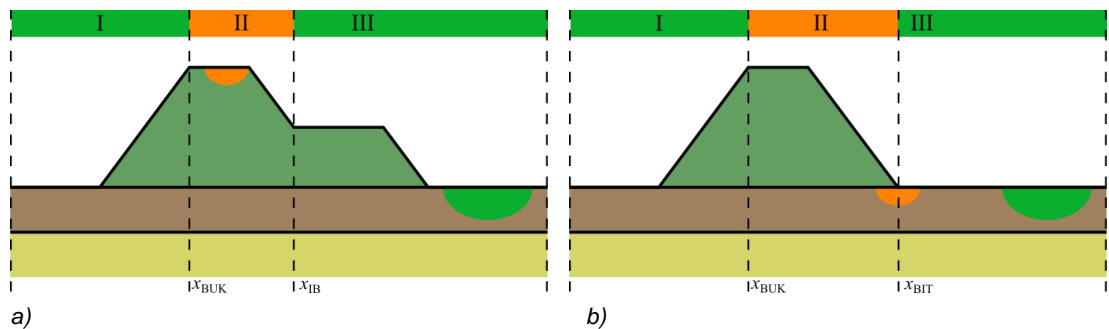
Een geometrische grens is de eerste eenvoudige stap in het filter. Wanneer de krater het binnentalud of de kruin niet aantast zal golfverslag (GEKB) geen rol spelen. Indien er een berm aanwezig is, is enkel het deel boven de berm van belang. Kraters worden daarvoor in 3 zones ingedeeld (zie Figuur 4.6):

Dijken met berm (Figuur 4.6a):

$$\begin{aligned}
 x_L + R_{krater} < x_{BUK} & \Rightarrow \text{Zone GEKB I} \\
 x_L + R_{krater} \geq x_{BUK} \text{ en } x_L - R_{krater} \leq x_{IB} & \Rightarrow \text{Zone GEKB II} \\
 x_L - R_{krater} > x_{IB} & \Rightarrow \text{Zone GEKB III}
 \end{aligned}
 \tag{4.20}$$

Dijken zonder berm (Figuur 4.6b):

$$\begin{aligned}
 x_L + R_{krater} < x_{BUK} & \Rightarrow \text{Zone GEKB I} \\
 x_L + R_{krater} \geq x_{BUK} \text{ en } x_L - R_{krater} \leq x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone GEKB II} \\
 x_L - R_{krater} > x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone GEKB III}
 \end{aligned}
 \tag{4.21}$$



Figuur 4.6 Zones voor de geometrische grens voor golfverslag (GEKB), voor a) dijken met berm en b) dijken zonder berm.

Voor zones GEKB I en III kan de overgangskans direct worden bepaald:

$$P(GEKB I \text{ en III} | K, HW, F_L) = 0 \tag{4.22}$$

Voor zone GEKB II moet de overgangskans verder worden beoordeeld met de filterregel beschreven in sectie 4.4.2.

4.4.2 Filter regel

Door leiding falen ontstaat er schade aan de bekleding van de kruin of het binnentalud (boven de berm). Hierdoor is er minder bescherming tegen erosie door golfverslag. Hierdoor zal er bij een lager overslag debiet al sprake zijn van ontoelaatbare erosie. In dit rapport wordt voor een beschadigde dijk 0.1 l/s/m gehanteerd als kritiek overslagdebiet.

Omdat de filter regels voor meerdere dijk secties moeten gelden, is de kruinhoogte van de dijk niet vooraf exact bekend. De benodigde kruinhoogte van de dijk wordt daarom berekend, op basis van het overslagdebiet zonder schade. Hierbij wordt aangenomen dat de dijk zo is

ontworpen dat deze exact aan de eis op doorsnede niveau voldoet, en dat het toegepaste kritieke overslag debiet 10 l/s/m is. Oftewel de hoogte van de dijk wordt bepaald zodat:

$$P(q > 10 \text{ l/s/m}) = P_{GEKB:dsn} = \frac{\omega P_{eis}}{N} = \frac{0.24 P_{eis}}{1} \quad (4.23)$$

De aannames zijn optimistisch als er een hoger kritiek overslag debiet wordt toegepast in het ontwerp (voor de dijk zonder schade). De rekenregels voor golfoverslag in Hydra-NL zijn echter conservatief voor riviergebieden, waardoor te verwachten is dat de filter regels ook voor hoger ontwerp overslag debiet kunnen worden toegepast. De benodigde kruinhoogte voor het kritieke ontwerp overslag debiet van 10 l/s/m wordt berekend. Op basis van deze hoogte wordt via Hydra-NL berekend wat de kans op het kritieke overslag debiet bij schade is:

$$P(GEKB | K, HW, F_L) = P(q > 0.1 \text{ l/s/m} | H_{dijk, q=10 \text{ l/s/m}}) \quad (4.24)$$

Er is gerekend met dijken die in 2023 exact aan de norm voldoen. Indien een dijk ontworpen is of word voor een later stadium (bijvoorbeeld 2075) geeft het filter een conservatieve inschatting van $P(GEKB | K, HW, F_L)$ (Deltares 2022).

Doordat de hoogte van de dijk berekend wordt op basis van de norm, is de overgangskans $P(GEKB | K, HW, F_L)$ die volgt uit de rekenregel afhankelijk van de norm. Bij een scherpere normering zal een hogere dijk worden uitgerekend, waardoor de kans op een kritiek overslag debiet groter dan 0.1 l/s/m afneemt.

Uit de uitwerking in Bijlage B.2 blijkt dat de overgangskans $P(GEKB | K, HW, F_L)$ kan worden ingeschat op basis van de locatie van het dijkprofiel bij een bepaalde rivier, de toegepaste norm en de verwachte golfbelasting. De filter regels voor de verschillende gebieden zijn weergegeven in Tabel 4.7 tot en met Tabel 4.11.

Tabel 4.7 Filterregel voor GEKB bij de Waal.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting (Normaal richting water)	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.010	0.034
1/300	0.010	0.010
1/1000	0.0034	0.010
1/3000	0.0010	0.0034
1/10 000	0.0010	0.0034
1/30 000	0.00034	0.0010

Tabel 4.8 Filterregel voor GEKB bij de IJssel.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.034	1.0
1/300	0.034	0.034
1/1000	0.010	0.010
1/3000	0.0034	0.010

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/10 000	0.0010	0.0034
1/30 000	0.00034	0.0034

Tabel 4.9 Filterregel voor GEKB bij de Maas.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.010	0.034
1/300	0.010	0.010
1/1000	0.0034	0.010
1/3000	0.0010	0.0034
1/10 000	0.00034	0.0010
1/30 000	0.00034	0.00034

Tabel 4.10 Filterregel voor GEKB bij de Neder-Rijn en het Pannerdenschkanaal.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.034	0.034
1/300	0.010	0.034
1/1000	0.010	0.010
1/3000	0.0034	0.010
1/10 000	0.0034	0.0034
1/30 000	0.0010	0.0034

Tabel 4.11 Filterregel voor GEKB bij de Lek.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$			
	Benedenstrooms		Bovenstrooms	
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	1.0	1.0	0.034	0.034
1/300	0.034	1.0	0.010	0.034
1/1000	0.034	0.034	0.0034	0.010
1/3000	0.0010	0.034	0.0034	0.0034
1/10 000	0.0034	0.010	0.0010	0.0034
1/30 000	0.0010	0.0034	0.00034	0.0010

4.4.3 Optimalisatie

Voor een specifieke dijksectie kan met Hydra-NL de terugkeertijd van $Q = 0.1$ l/s/m worden afgeleid op basis van de hoogte van de dijksectie. Dit kan voor veel locaties langs de dijk een

reductie in de overgangskans opleveren, waardoor leidingen veelal goedgekeurd kunnen worden. Deze berekening is eenvoudig uit te voeren met Hydra-NL, wanneer de dijksectie en het dwarsprofiel bekend zijn.

4.5 Piping

4.5.1 Geometrische grens

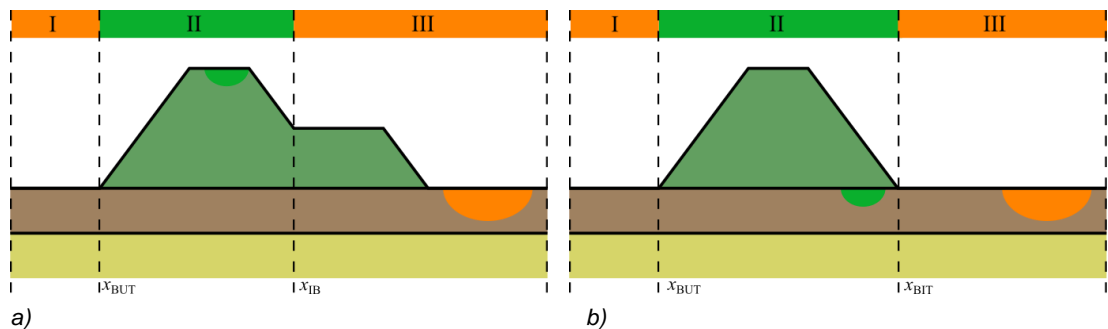
Een geometrische grens is de eerste eenvoudige stap in het filter. Wanneer de krater het voorland, berm of achterland niet aantast zal piping geen rol spelen. De eenvoudige criteria zijn hiermee het tegenovergestelde van de geometrische grens voor GEKB. Kraters worden daarvoor in 3 zones ingedeeld (zie Figuur 4.7):

Dijken met berm (Figuur 4.7a):

$$\begin{aligned}
 x_L + R_{krater} < x_{BUT} & \Rightarrow \text{Zone piping I} \\
 x_L + R_{krater} \geq x_{BUT} \text{ en } x_L - R_{krater} \leq x_{IB} & \Rightarrow \text{Zone piping II} \\
 x_L - R_{krater} > x_{IB} & \Rightarrow \text{Zone piping III}
 \end{aligned}
 \tag{4.25}$$

Dijken zonder berm (Figuur 4.7b):

$$\begin{aligned}
 x_L + R_{krater} < x_{BUT} & \Rightarrow \text{Zone piping I} \\
 x_L + R_{krater} \geq x_{BUT} \text{ en } x_L - R_{krater} \leq x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone piping II} \\
 x_L - R_{krater} > x_{BIT} & \Rightarrow \text{Zone piping III}
 \end{aligned}
 \tag{4.26}$$



Figuur 4.7 Zones voor de geometrische grens voor piping voor a) dijken met berm en b) dijken zonder berm.

Voor de zone piping II kan de overgangskans direct worden bepaald:

$$P(\text{Piping} | K, HW, F_L) = 0 \text{ voor Zone piping II (4.27)}$$

Voor zones piping I en III moet de overgangskans verder worden beoordeeld met de filterregel beschreven in sectie 4.5.2.

4.5.2 Filter regel

Voor de filter regel moeten een aantal parameters bekend zijn:

- Norm van het dijktraject (1/10000 voor de voorbeeldcasus).
- Locatie van de krater.
- Dikte van de deklaag in het voor- en achterland.
- Lengte van het voorland.
- Diepte van de krater.
- Hoogte van de dijk.

Afhankelijk van de locatie van de krater moet een nieuwe kwelweglengte en overgebleven diepte van de deklaag berekend worden. Voor de voorbeeld casus zijn twee locaties mogelijk: een leiding in het voorland of een leiding in het achterland. De derde mogelijke locatie is een leiding in de berm. Deze locatie is door de dijkgeometrie in de voorbeeld casus niet van toepassing.

Piping in het achterland

Indien een krater ontstaat in het achterland (de leiding ligt in piping zone III), kan deze krater als een nieuw uittrede punt fungeren. Hierdoor veranderen de kwelweglengte en de dikte van de deklaag in de toegepaste benadering om het optreden van piping te kunnen beoordelen (Schematiseringshandleiding piping, 2021). De kwelweglengte en aanwezige dikte van de deklaag kunnen berekend worden met de onderstaande vergelijkingen:

$$L_{\text{kwel met krater}} = x_L - \frac{2}{3}R_{\text{krater}} - x_{\text{BUT}} + L_{\text{voorland}} \quad (4.28)$$

$$D_{\text{uittrede}} = \max(0; D_{\text{deklaag}} - D_{\text{krater}}) \quad (4.29)$$

Piping in de berm

Indien een krater ontstaat in de berm kan deze krater als een nieuw uittrede punt optreden. De kwelweglengte en aanwezige dikte van de deklaag zijn veranderd door het ontstaan van de krater (ten opzichte van het originele uittrede punt). Hierbij wordt dezelfde methodiek toegepast om het piping proces te modelleren:

$$L_{\text{kwel met krater}} = x_L - \frac{2}{3}R_{\text{krater}} - x_{\text{BUT}} + L_{\text{voorland}} \quad (4.30)$$

$$D_{\text{uittrede}} = \max(0; D_{\text{berm}} + D_{\text{deklaag}} - D_{\text{krater}}) \quad (4.31)$$

Piping in het voorland

Indien een krater ontstaat in het voorland (de leiding ligt in piping Zone I) kan deze krater als nieuw intrede punt fungeren. Dit geval is enkel relevant wanneer de krater bijna de gehele deklaag in het voorland doorbreekt, omdat in dit geval de grondwaterstroming kan wijzigen. Hiervoor wordt aangenomen dat dit mechanisme enkel optreedt wanneer:

$$D_{\text{intrede}} = D_{\text{voorland}} - D_{\text{krater}} < 0.5 \text{ m} \quad (4.32)$$

De grondwaterstroming wordt lokaal gewijzigd. Een berekening met de originele piping methodiek met een verplaatst intrede punt naar de krater kan daarom als conservatief worden gezien. In dit geval kan de kwelweglengte als volgt worden berekend:

$$L_{\text{kwel met krater}} = x_{\text{BIT}} - x_L - \frac{2}{3}R \quad (4.33)$$

En geldt er:

$$D_{\text{uittrede}} = D_{\text{deklaag}} \quad (4.34)$$

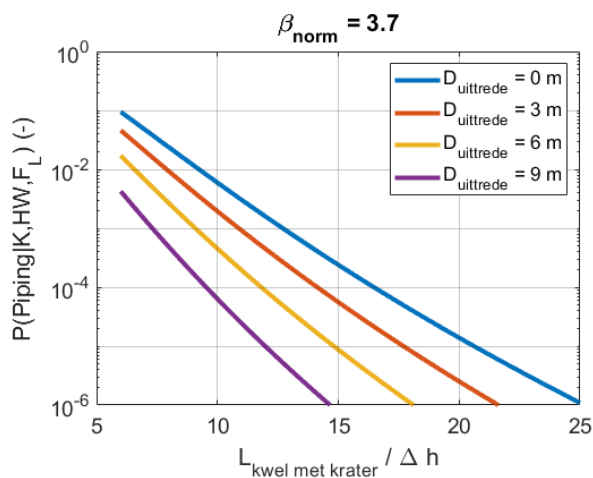
Overgangskans piping gegeven een krater door leiding falen voorbeeld casus

Op basis van de berekende $L_{\text{kwel met krater}}$ en D_{uittrede} kan de overgangskans worden berekend met Figuur 4.8. Er kan logaritmisches geïnterpoleerd worden in de grafieken in Figuur 4.8 om de juiste faalkans bij de juiste dikte van de deklaag te bepalen. Alternatief kan de lijn gekozen worden waarbij D_{uittrede} kleiner of gelijk is aan de overgebleven deklaagdikte. In de voorbeeld casus met een originele deklaagdikte van 8 m is het voor de meeste krater dieptes (< 2.0 m) acceptabel om met een D_{uittrede} van 6 m te rekenen.

De voorbeeldcasus heeft een dijkhoogte van 6 m. Hiervoor wordt een waterstand bij de norm ingeschat van 5 m (dijkhoogte – 1 m). Voor deze waterstand en deklaagdikte kunnen op basis van Tabel 4.12 de overgangskansen voor piping worden berekend volgens de mogelijk aanwezige kwelweglengte.

Tabel 4.12 Overgangskansen piping met een krater voor de voorbeeldcasus.

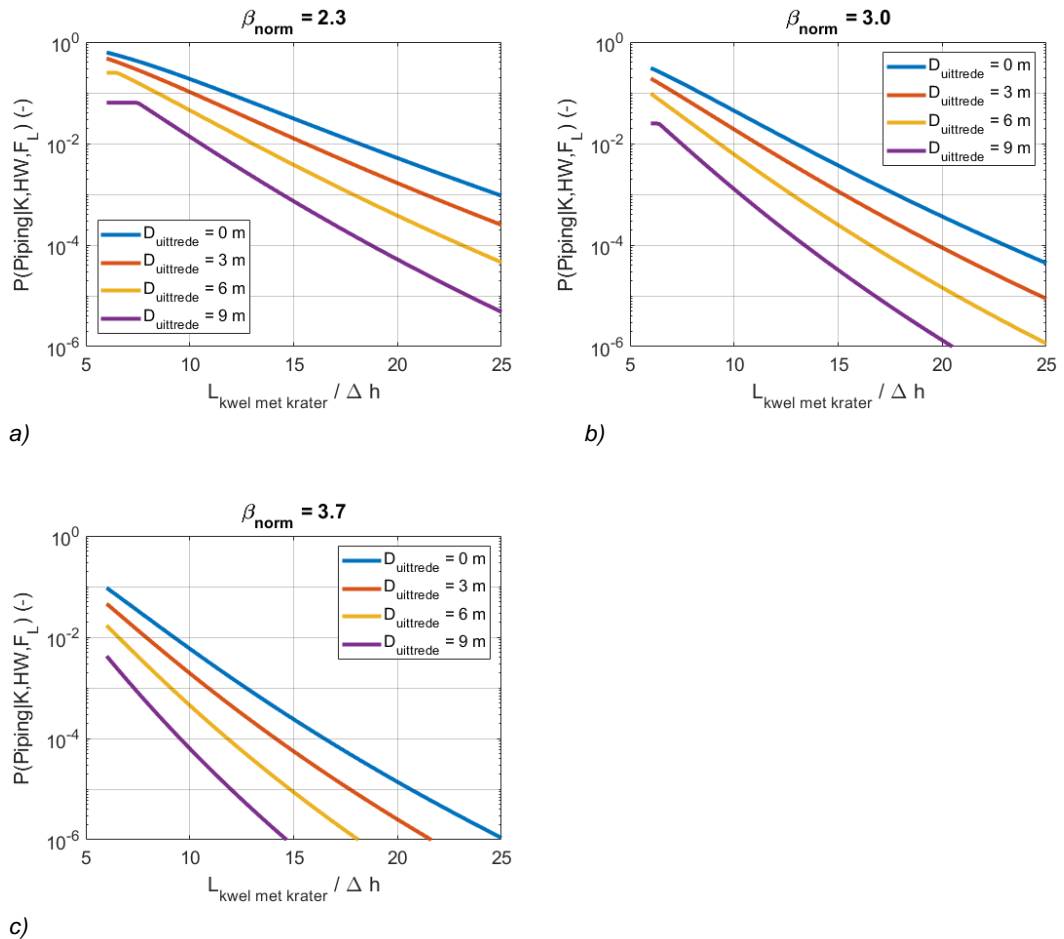
$P(\text{Piping} K, HW, F_L)$	$L_{\text{kwel met krater}} / \Delta h$	$L_{\text{kwel met krater}}$
10^{-2}	6.5	33
10^{-3}	9.5	48
10^{-4}	12	60



Figuur 4.8 Overgangskans overstrooming door piping gegeven een niet herstelde krater door leiding falen voor de norm van de voorbeeldcasus $P_{\text{eis}} = 1/10000$

Overgangskans piping gegeven een krater door leiding falen algemeen

Op basis van de berekende $L_{\text{kwel met krater}}$ en D_{uittrede} kan de overgangskans worden berekend met Figuur 4.9. Er kan logaritmisches geïnterpoleerd worden in de grafieken in Figuur 4.9 om de juiste faalkans bij de juiste dikte van de deklaag te bepalen. Zo kan de lijn gekozen worden waarbij D_{uittrede} kleiner of gelijk is aan de overgebleven deklaagdikte.



Figuur 4.9 Overgangskans overstrooming door piping gegeven een niet herstelde krater door leiding falen voor 3 verschillende norm groepen: a) $\beta_{norm} = 2.3$ geldend voor $P_{eis} = 1/100$ en $1/300$, b) $\beta_{norm} = 3.0$ geldend voor $P_{eis} = 1/1000$ en $1/3000$, c) $\beta_{norm} = 3.7$ geldend voor $P_{eis} = 1/10000$ en $1/30000$

4.5.3 Optimalisatie

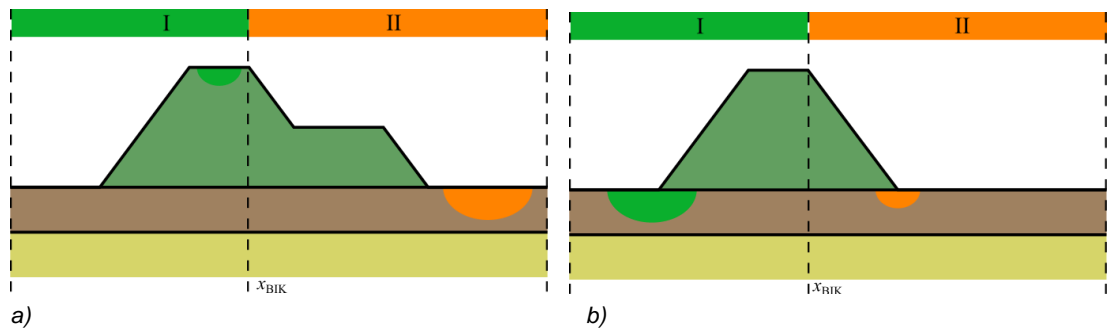
Indien meer informatie over de deklaag en de watervoerende zandlaag bekend zijn kunnen de piping berekeningen geoptimaliseerd worden, bijvoorbeeld door de waterstand in de zandlaag minder conservatief aan te nemen.

4.6 Macro-instabiliteit door een krater

4.6.1 Geometrische grens

Een geometrische grens is de eerste eenvoudige stap in het filter. Wanneer de krater het binnentalud of achterland niet aantast zal macro-instabiliteit geen rol spelen. Kraters worden daarvoor in 2 zones ingedeeld (zie Figuur 4.10):

$$\begin{aligned}
 x_L + R_{krater} < x_{BIK} & \Rightarrow \text{Zone macro I} \\
 x_L - R_{krater} > x_{BIK} & \Rightarrow \text{Zone macro II}
 \end{aligned}
 \tag{4.35}$$



Figuur 4.10 Zones voor de geometrische grens voor macro-instabiliteit, voor a) dijken met berm en b) dijken zonder berm.

Voor de zone macro I kan de overgangskans direct worden vastgesteld:

$$P(\text{Macro} | K, HW, F_L) = 0 \text{ voor Zone macro I} \quad (4.36)$$

Voor de zone macro II moet de overgangskans verder worden beoordeeld met de filterregel beschreven in sectie 4.6.2.

4.6.2 Filter regel

Er zijn scenario's uitgewerkt waarbij de veiligheidsfactor zonder en met krater worden vergeleken. Het verschil in veiligheidsfactoren wordt uitgedrukt als:

$$A_{macro} = \frac{FoS_{crater}}{FoS_{intact}} \quad (4.37)$$

Hierin is:

A_{macro} de afname van de veiligheidsfactor.

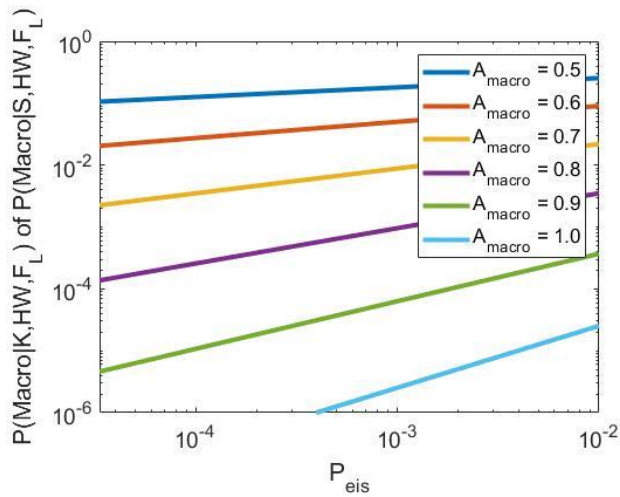
FoS_{crater} de veiligheidsfactor met krater.

FoS_{intact} de veiligheidsfactor zonder krater.

Er zijn grafieken afgeleid, zoals later in deze sectie beschreven, waarmee A_{macro} kan worden ingeschat. A_{macro} wordt vervolgens omgerekend worden naar een overgangskans aan de hand van de kalibratie formules en de norm van het traject. De afleiding van de empirische relaties voor het berekenen van A_{macro} wordt in paragraaf B.4.3 beschreven voor de voorbeeld casus. Voor de dijkprofielen in het algemeen is A_{macro} in paragrafen B.4.4 en B.4.5 beschreven.

Omrekenen A_{macro} naar overgangskans macro-instabiliteit

In bijlage B.4 wordt beschreven hoe de norm van het traject gebruikt kan worden om A_{macro} om te rekenen tot een overgangskans voor macro-instabiliteit gegeven een krater. Hiervoor kan gebruik gemaakt worden van Figuur 4.11. In combinatie met de verwachte benodigde overgangskans bij gebruikelijke leidingfaalkansen is een A_{macro} tussen 0.7 en 0.9 voldoende voor een veilige situatie.



Figuur 4.11 Overgangskansen voor macro-instabiliteit afhankelijk van de berekende afname in de veiligheidsfactor.

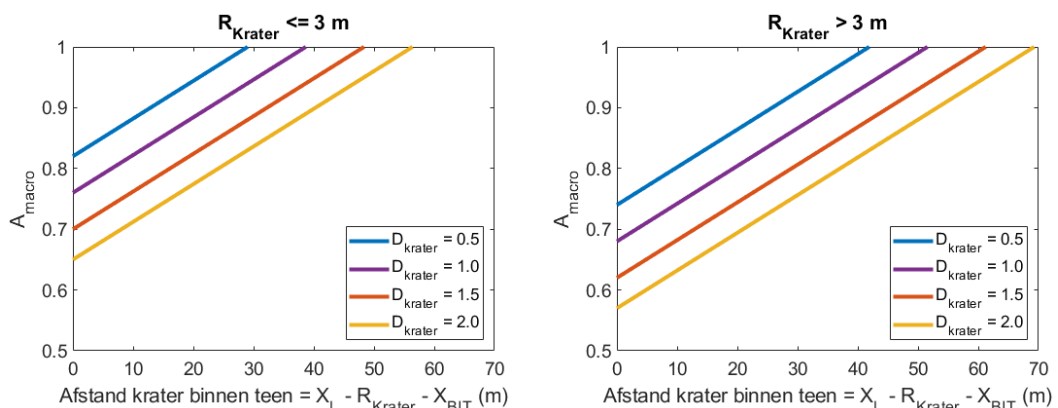
Bepaling A_{macro} voor de voorbeeld casus

A_{macro} is sterk afhankelijk van de krater locatie, de krater afmetingen en de oprijf situatie van deklaag. Voor de voorbeeld casus kan A_{macro} bepaald worden aan de hand van grafieken op basis van krater locatie, krater afmeting. Verschillende afbeeldingen zijn beschikbaar per oprijf situatie. In de voorbeeld casus kan Tabel 4.13 gebruikt worden om in te schatten welke oprijf scenario's gebruikt moet worden.

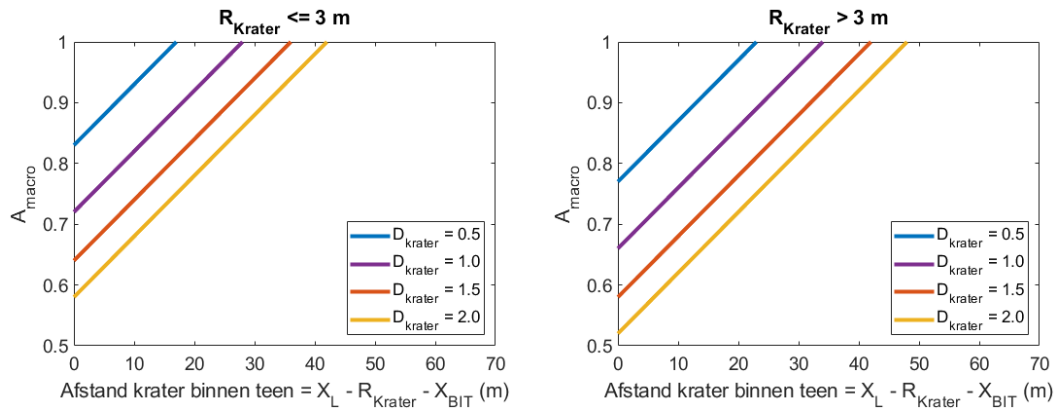
Tabel 4.13 Onderscheid tussen oprijf scenario's op basis van de aanwezige deklaag opbouw.

Deklaag	Representatief eigen gewicht	$D_{krater} \leq 1.5$ m	$D_{krater} > 1.5$ m
Klei	$\gamma \sim 18$ kN/m ³	Geen opdrijven	Opdrijven krater
Klei met veenlagen	$\gamma \sim 16$ kN/m ³	Opdrijven krater	Opdrijven krater
Veen	$\gamma \sim 14$ kN/m ³	Opdrijven deklaag	Opdrijven deklaag

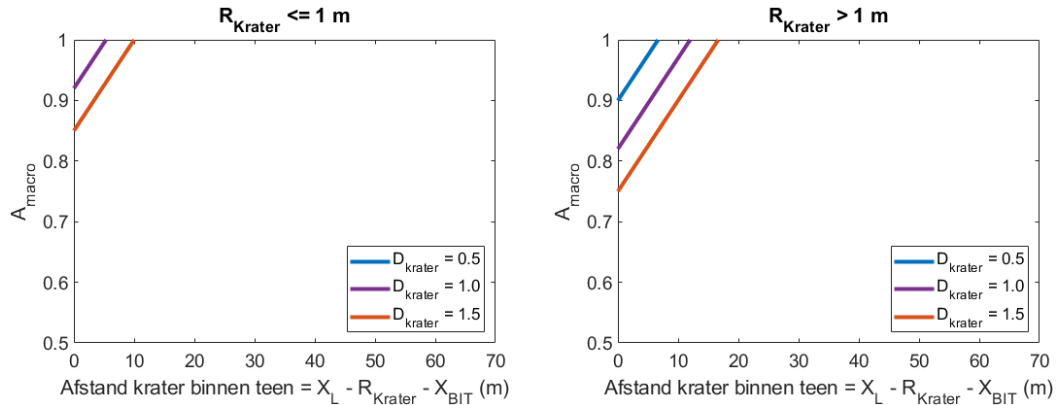
Nadat de oprijf situatie bepaald is kunnen de grafieken in Figuur 4.12 (opdrijven van de deklaag), Figuur 4.13 (opdrijven van de krater) en Figuur 4.14 (geen opdrijven) gebruikt worden om A_{macro} af te leiden, welke met Figuur 4.11 kan worden omgerekend tot overgangskans.



Figuur 4.12 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario met opdrijven van de deklaag (met en zonder krater) voor de voorbeeld casus.



Figuur 4.13 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario met opdrijven van de deklaag in de krater voor de voorbeeld casus. De deklaag drijft niet op buiten de krater.



Figuur 4.14 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario zonder opdrijven van de deklaag (geen opdrijven in de krater of daarbuiten) voor de voorbeeld casus.

Bepaling A_{macro} rivieren gebied met kraters in het achterland

Bepaling oprijf situatie

Voordat het filter wordt toegepast moet worden bepaald welke oprijf situatie verwacht wordt bij de dijk (met en zonder krater). Hiervoor wordt de waterdruk in de zandlaag ingeschat en de vergeleken met de waterdruk die nodig is voor opdrijven (van de deklaag of de krater). De waterdruk in de zandlaag bij de teen wordt ingeschat met:

$$h_{zandlaag} = (H_{dijk} - 1) - 0.01(6H_{dijk} + B_{kruin}) \quad (4.38)$$

Er is hierbij aangenomen dat de waterstand bij de norm representatief is voor de oprijfsituatie van de dijk met en zonder krater. Daarnaast is met een afname van de druk hoogte van 1 m over een afstand van 100 m een conservatieve inschatting van het verloop van de drukhoogte in de zandlaag gebruikt. De waterdruk in de zandlaag is met deze aannames conservatief ten op zichte van de verwachte situatie.

De benodigde waterdruk voor opdrijven van de deklaag is gegeven door:

$$h_{opdrijven} = \frac{D_{deklaag} \gamma_{deklaag}}{9.81} - D_{deklaag} \quad (4.39)$$

En de benodigde waterdruk voor opdrijven van de krater wordt gegeven door:

$$h_{\text{opdrijven krater}} = \frac{(D_{\text{deklaag}} - D_{\text{krater}})\gamma_{\text{deklaag}}}{9.81} - D_{\text{deklaag}} \quad (4.40)$$

Vergelijking (4.41) wordt vervolgens gebruikt om te bepalen welke opdrijf situatie van toepassing is:

$$\begin{aligned} h_{\text{zandlaag}} &\geq h_{\text{opdrijven}} && \rightarrow \text{opdrijven van de deklaag} \\ h_{\text{zandlaag}} < h_{\text{opdrijven}} \text{ en } h_{\text{zandlaag}} &\geq h_{\text{opdrijven krater}} && \rightarrow \text{opdrijven van de krater} \\ h_{\text{zandlaag}} < h_{\text{opdrijven krater}} &&& \rightarrow \text{geen opdrijven} \end{aligned} \quad (4.41)$$

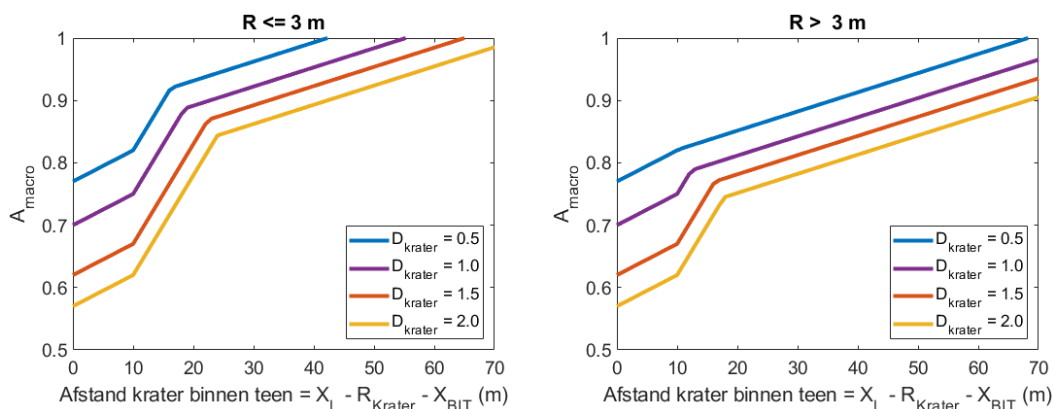
Het eigengewicht van de deklaag kan worden ingeschat op basis van de opbouw van de deklaag.

Tabel 4.14 Representatief eigen gewicht van de deklaag op basis van de opbouw van de deklaag.

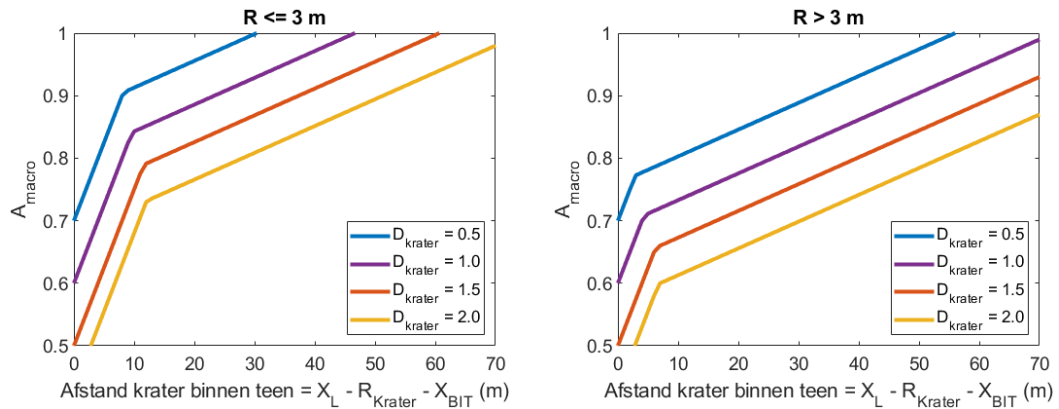
Opbouw deklaag	Representatief eigen gewicht
Klei	$\gamma \sim 18 \text{ kN/m}^3$
Klei met veenlagen	$\gamma \sim 16 \text{ kN/m}^3$
Veen	$\gamma \sim 14 \text{ kN/m}^3$

Bepaling A_{macro}

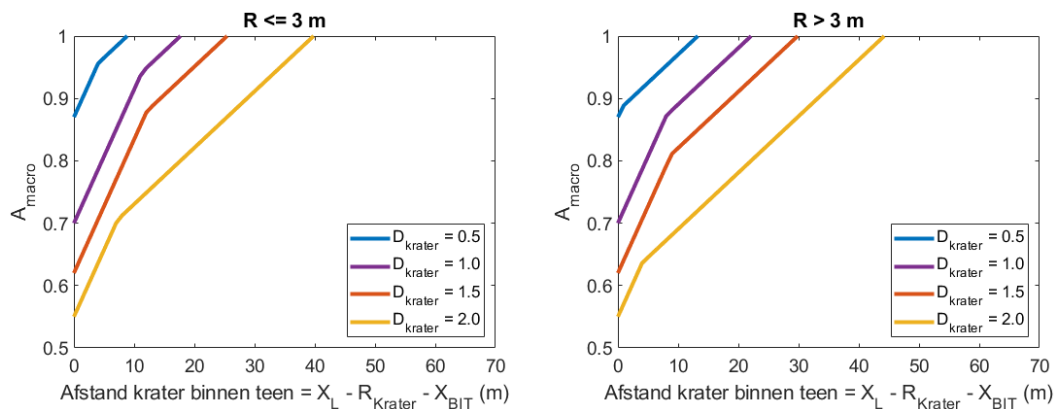
Nadat de opdrijf situatie bepaald is kunnen de grafieken in Figuur 4.15 (opdrijven van de deklaag), Figuur 4.16 (opdrijven van de krater) en Figuur 4.17 (geen opdrijven) gebruikt worden om A_{macro} af te leiden, welke met Figuur 4.11 kan worden omgerekend tot overgangskans.



Figuur 4.15 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario met opdrijven van de deklaag (met en zonder krater) voor kraters in het achterland.



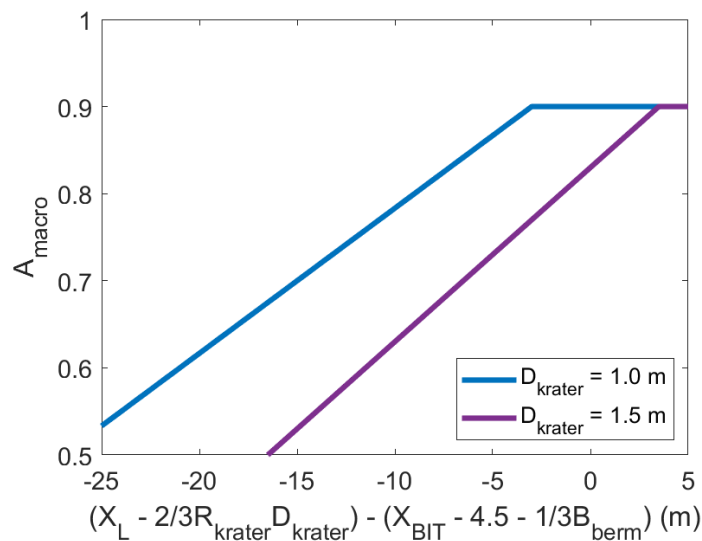
Figuur 4.16 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario met opdrijven van de deklaag in de krater voor kraters in het achterland. De deklaag drijft niet op buiten de krater.



Figuur 4.17 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario zonder opdrijven van de deklaag (geen opdrijven in de krater of daarbuiten) voor kraters in het achterland.

Besliscriteria voor kraters in de berm:

In Bijlage B.4.5 is de afleiding van de besliscriteria beschreven waarmee A_{macro} kan worden bepaald op basis van de berm lengte en krater afmetingen en krater locatie, welke in Figuur 4.18 is weergegeven.



Figuur 4.18 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor een krater in de berm.

Voor andere krater dieptes (tussen de 1.0 en 1.5 m) kan geïnterpoleerd worden. Voor krater dieptes boven de 1.5 m wordt aangeraden om een stabiliteits berekening uit te voeren, omdat de krater nu tevens de deklaag aantast. Deze situatie is te complex om met een eenvoudige berekening af te vangen.

4.6.3 **Optimalisatie**

Deze afleidingen van A_{macro} zijn (zeer) conservatief, doordat een groot aantal gevallen afgedekt moet worden. Het uitvoeren van een D-stability berekening met en zonder krater kan daarom zeer lucratief zijn als de filter regels de leiding afkeuren. Daarnaast kan het meenemen van 3D effecten nuttig zijn, omdat de afmetingen van de krater meestal veel kleiner zijn dan de verwachte breedte van de glijvlakken. Hierdoor is er in de situatie met krater relatief meer sterkte beschikbaar dan in de situatie zonder krater.

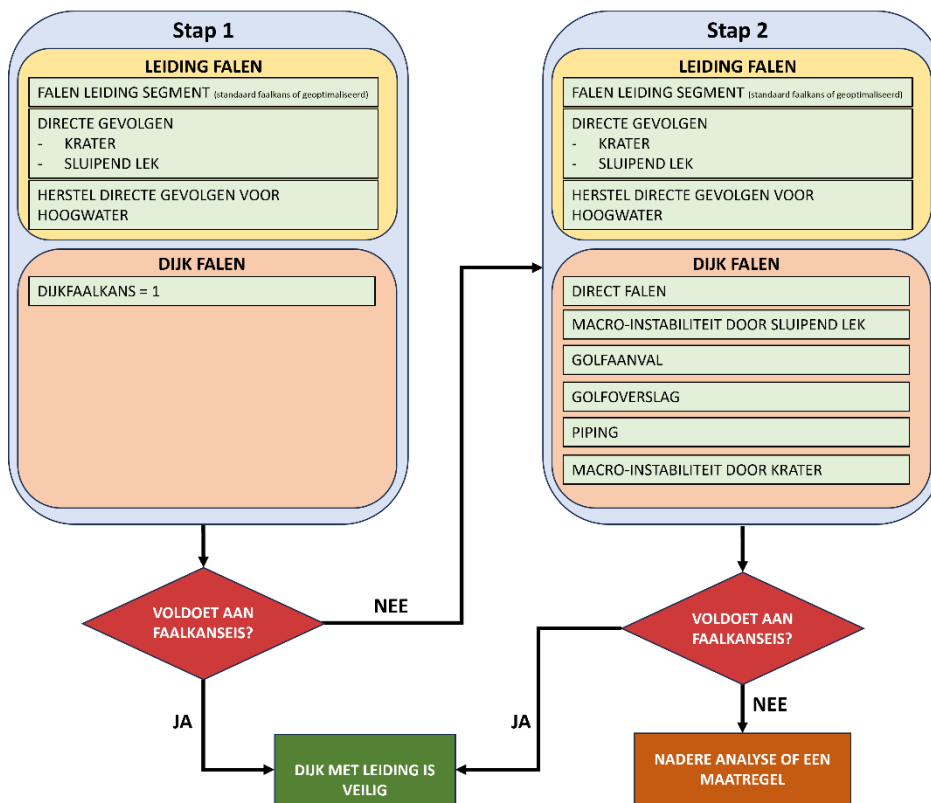
5 Stappenplan voor gebruik filter regels

Het hiervoor beschreven filter kan in een volgorde naar keuze worden toegepast om van grof naar fijn te werken. In dit hoofdstuk wordt één volgorde in twee stappen toegelicht, zoals getoond in Figuur 5.1. Het filter wordt in dit hoofdstuk samengevat aan de hand van dit stappenplan. Het stappenplan is opgesteld, zodat de intensieve stap als laatste worden uitgevoerd.

Deze stap kan worden overgeslagen als in stap 1 uitsluitel geven kan worden over de leiding. In het stappenplan worden de volgende twee stappen uitgevoerd:

1. Schat de overstromingskans veroorzaakt door leidingfalen in op basis van de leidingfaalkans en directe gevolgen van leidingfalen. De dijkfaalkans gegeven leiding faalen wordt nog niet ingeschat (oftewel $P(F_d | K, HW, F_L) = 1$ en $P(F_d | S, HW, F_L) = 1$). Als de overstromingskans aan de eis voldoet is het ontwerp veilig, anders wordt stap 2 uitgevoerd.
2. De regels van het filter worden gebruikt voor de dijkfaalmechanismen. De resultaten worden gebruikt om de bijdrage aan overstromingskans door leidingfalen te beoordelen door te vergelijken met de eis. Als de leiding wordt afgekeurd is nadere analyse door middel van optimalisatie of een maatregel nodig.

Zowel stap 1 als stap 2 kan worden uitgevoerd met een globaal bepaalde conservatieve leiding faalkans of een geoptimaliseerde leiding faalkans.



Figuur 5.1 Stappen plan voor het werken van grof naar fijn doormiddel van het filter.

5.1 Stap 1: Leiding falen

In deze stap wordt de kans op leiding falen en de directe gevolgen daarop beoordeeld en vergeleken met de eis van het traject. De dijkfaalkans (gegeven leiding falen) is in deze stap gelijk aan 1.

In eerste instantie wordt de leiding faalkans per meter bepaald en omgerekend naar een leiding faalkans van het segment. Sectie 3.1 beschrijft hoe de faalkans van het segment kan worden bepaald wanneer de leiding diameter, druk van het medium en leiding materiaal bekend is.

Sectie 3.2 beschrijft vervolgens de verdeling tussen sluipende lekken en kraters en sectie 3.3 de kans op herstel gegeven de aanwezigheid van een sluipend lek en/of krater. De overstromingskans door leiding falen op basis van stap 1 kan vervolgens wordt berekend met:

$$P_{f;dsn;F_L} = P_{f;dsn;krater} + P_{f;dsn;sluipend} \quad (5.1)$$

Met:

$$P_{f;dsn;krater} = L_{segment} P_{F_L \text{ per meter}} \cdot (P(K | F_L) P(HW | K, F_L) \cdot 1) \quad (5.2)$$

En:

$$P_{f;dsn;sluipend} = L_{segment} P_{F_L \text{ per meter}} \cdot (P(S | F_L) P(HW | S, F_L) \cdot 1) \quad (5.3)$$

Op basis van de gangbare waardes beschreven in hoofdstuk 3 kan dit voor waterleidingen worden uitgewerkt als:

$$\begin{aligned} P_{f;dsn;krater} &= 50 P_{F_L \text{ per meter}} \cdot (0.1 \cdot 0.05 \cdot 1) = 0.25 P_{F_L \text{ per meter}} \\ P_{f;dsn;sluipend} &= 50 P_{F_L \text{ per meter}} \cdot (0.9 \cdot 1 \cdot 1) = 45 P_{F_L \text{ per meter}} \\ P_{f;dsn;F_L} &= 0.25 P_{F_L \text{ per meter}} + 45 P_{F_L \text{ per meter}} = 45.25 P_{F_L \text{ per meter}} \end{aligned} \quad (5.4)$$

En voor gasleidingen als:

$$\begin{aligned} P_{f;dsn;krater} &= 50 P_{F_L \text{ per meter}} \cdot (1.0 \cdot 0.05 \cdot 1) = 2.5 P_{F_L \text{ per meter}} \\ P_{f;dsn;sluipend} &= 50 P_{F_L \text{ per meter}} \cdot (0.0 \cdot 1 \cdot 1) = 0 P_{F_L \text{ per meter}} \\ P_{f;dsn;F_L} &= 2.5 P_{F_L \text{ per meter}} + 0 P_{F_L \text{ per meter}} = 2.5 P_{F_L \text{ per meter}} \end{aligned} \quad (5.5)$$

Deze kans moet kleiner zijn dan de eis voor de doorsnede, die op basis van hoofdstuk 3 kan worden bepaald als:

$$P_{f;dsn;F_L} < 0.001 P_{eis} \quad (5.6)$$

Als de leiding aan de eis voldoet is de bijdrage aan de overstromingskans van de waterkering gering en toelaatbaar. Als de leiding niet voldoet kan stap 2 worden gevolgd of kan stap 1 opnieuw worden uitgevoerd met een geoptimaliseerde leiding faalkans.

5.2 Stap 2: Dijkfalen

In stap 2 worden de dijkfaalmechanismen beoordeeld. Hiervoor moeten 9 tussenstappen worden uitgevoerd.

5.2.1 Krater afmeting

Bereken de krater afmeting op basis van het medium in de leiding, materiaal van de leiding, de diameter van de leiding en de overdruk aan de hand van bijlage A of NEN3651:2020

5.2.2 Geometrische grens

Op basis van leiding locatie, dijkgeometrie en kraterafmeting wordt bepaald welke mechanisme relevant zijn, en voor welke mechanisme een overgangskans van 0 kan worden gebruikt. De relevante mechanisme worden in de overige stappen uitgewerkt en in de laatste stap samengevoegd tot een eindoordeel.

5.2.3 Direct falen

Gebruik de filter regel om de restbreedte te bepalen zoals beschreven in sectie 4.1.2. Een te kleine restbreedte zal leiden tot $P(F_d | K, HW, F_L)$ gelijk aan 1, en daardoor $P(F_d | K, HW, F_L)$. De leiding zal dan moeten worden afgekeurd, en een detail analyse of maatregel is nodig. Wanneer voldoende restbreedte aanwezig is moeten de overige dijkfaalmechanisme beoordeeld worden.

5.2.4 Sluipend lek

Gebruik de filter regel toe om de overgangskans te bepalen zoals beschreven in sectie 4.2.2. Hiervoor moet de lengte van de berm bekend zijn. Een te hoge overgangskans ($P(F_d | S, HW, F_L) > \max P(F_d | S, HW, F_L)$) leidt tot afkeuren van de leiding, zodat een detail analyse of maatregel nodig is.

5.2.5 GEBU

Op basis van de locatie van dijk, de grondsoort van de kern van de dijk, de lengte van het voorland en oriëntatie van de dijk kan de overgangskans voor GEBU worden bepaald. Voor een zandkern geldt $P(GEBU | K, HW, F_L) = 1$ wanneer het mechanisme GEBU relevant is volgens de geometrische grens. Voor dijken met een kleikern kunnen Tabel 4.2 tot en met Tabel 4.6 worden gebruikt om $P(GEBU | K, HW, F_L)$ te bepalen.

5.2.6 GEKB

Op basis van de locatie van de dijk, de oriëntatie van de dijk en de eis van het traject kan met Tabel 4.7 tot en met Tabel 4.11 de overgangskans $P(GEKB | K, HW, F_L)$ worden bepaald.

5.2.7 Piping

Met sectie 4.5.2 kan de overgangskans $P(\text{Piping} | K, HW, F_L)$ worden berekend wanneer de norm van het traject, de locatie van de leiding, de afmeting van de krater, de dikte van de deklaag, lengte van het voorland, en hoogte van de dijk bekend zijn.

5.2.8 Macro-instabiliteit (krater)

Met sectie 4.6.2 kan de overgangskans $P(\text{Macro} | K, HW, F_L)$ worden berekend wanneer de norm van het traject, de locatie van de leiding, de afmeting van de krater, de dikte van de deklaag, de opbouw van de deklaag, lengte van het voorland, hoogte en breedte van de dijk, en lengte van de berm bekend zijn.

5.2.9 Overstromingskans door leiding falen

Nadat de overgangskansen per mechanisme zijn bepaald worden de overgangskansen voor dijkfalen gegeven een krater of sluipend lek bepaald volgens:

$$P(F_d | K, HW, F_L) = P(\text{Direct falen} | K, HW, F_L) + P(\text{GEBU} | K, HW, F_L) + P(\text{GEKB} | K, HW, F_L) + P(\text{Piping} | K, HW, F_L) + P(\text{Macro} | K, HW, F_L) \quad (5.7)$$

En:

$$P(F_d | S, HW, F_L) = P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L) \quad (5.8)$$

De overstromingskans door falen van de leiding wordt dan berekend en vergeleken met de eis:

$$P_{f;dsn;F_L} = P(\text{overstroming door falen leiding}) = P(F_L)P(K | F_L)P(HW | K, F_L)P(F_d | K, HW, F_L) + P(F_L) P(S | F_L)P(HW | S, F_L)P(F_d | S, HW, F_L) \quad (5.9)$$

En:

$$P_{f;dsn;F_L} < 0.001P_{eis} \quad (5.10)$$

Als de leiding aan de eis voldoet is de bijdrage aan de overstromingskans van de waterkering gering en toelaatbaar. Als de leiding niet voldoet kan stap 2 opnieuw worden uitgevoerd met een geoptimaliseerde leiding faalkans.

6 Voorbeeld toepassing filter

6.1 Voorbeelden

Om de werking van het filter te illustreren is een aantal voorbeelden uitgewerkt conform het bij de filterregels horende stappenplan (zie Hoofdstuk 5). Er wordt van grof naar fijn gewerkt met de filterregels. In dit hoofdstuk wordt het algemene filter toegepast op een dijk langs de Waal 43-5 DD 77. In deze dwarsdoorsnede van de dijk worden als voorbeelden enkele fictieve leidingen geplaatst. De eis van het dijk-traject is een faalkans van 1/10 000 per jaar. Tabel 6.1 en Tabel 6.2 geven een overzicht van de leidingen, dit is tevens een overzicht van de benodigde invoer van de leidingen voor het filter. De invoer van de benodigde dijkparameters voor het filter is gegeven in Tabel 6.3.

Tabel 6.1 Gebruikte waterleidingen in het voorbeeld.

#	Diameter (m)	Materiaal	Overdruk (bar)	Locatie
1	110	PE	3	A – Leiding in voorland op 10 meter van de buiten teen
2	90	PE	4	B – Leiding onder de buiten teen
3	400	PVC	4	C – Leiding onder de binnen kruin
4	710	PVC	5	D – Leiding in de binnen teen

Tabel 6.2 Gebruikte gasleidingen in het voorbeeld.

#	Diameter (m)	Materiaal	Overdruk (bar)	Locatie
5	125	PE	1	E – Leiding in achterland op 10 meter van de binnen teen
6	200	PE	1	F – Leiding in achterland op 20 meter van de binnen teen

Tabel 6.3 Invoer van de dijk parameters voor het filter in het voorbeeld.

Parameter	Symbool	Waarde	Eenheid
Traject norm	P_{eis}	1/10 000	1/jaar
Dijkhoogte	H_{dijk}	6	m
Kruinbreedte	B_{kruin}	7	m
Bermlengte	B_{berm}	0	m
Lengte voorland	$L_{voorland}$	15	m
Dikte deklaag in achterland	$D_{deklaag}$	8	m
Dikte deklaag in voorland	$D_{voorland}$	8	m
X-coördinaat buiten teen	X_{BUT}	-18	m
X-coördinaat buiten kruin	X_{BUK}	0	m
X-coördinaat binnen kruin	X_{BIK}	7	m
X-coördinaat binnen teen	X_{BUT}	25	m

Dijk oriëntatie	-	Zuidoost	-
Opbouw deklaag	-	Klei met veenlagen	-

6.2 Stap 1 Leiding falen

In stap 1 wordt de eis van de doorsnede bepaald. Gegeven de norm van het traject van 1/10 000 per jaar is met sectie 2.3 de eis bepaald. Hierbij zijn de gebruikelijke faalkansruimtefactor (0.01) en lengte-effect factor (10) toegepast. Dit resulteert in:

$$P_{eis;dsn} = \frac{\omega P_{eis}}{N_{dsn}} = \frac{0.01 P_{eis}}{10} = 10^{-7} \quad (6.1)$$

Voor iedere leiding is de leidingfaalkans bepaald aan de hand van het rapport met leiding faalkansen (KWR, 2020 en Kiwa, 2020). Conform de uitgangspunten beschreven in hoofdstuk 3, moet worden uitgegaan van een segmentlengte van 50 m. Deze segment leidingfaalkansen zijn samengevat in Tabel 6.4.

Tabel 6.4 Faalkansen leidingen voor de 7 leidingen uit het voorbeeld.

#	Type	Diameter (m)	Materiaal	Overdruk (bar)	$P_{f,leiding\ per\ meter}$ 1/(jaar x m)	$P(F_L)$ 1/(jaar)
1	Water	110	PE	3	2.0E-05	1.0E-03
2	Water	90	PE	4	2.0E-05	1.0E-03
3	Water	400	PVC	4	2.0E-05	1.0E-03
4	Water	710	PVC	5	1.0E-05	0.5E-03
5	Gas	125	PE	1	3.0E-05	1.5E-03
6	Gas	200	PE	1	3.0E-05	1.5E-03

Met secties 3.4.1 en 3.4.2 kan de overstromingskans voor water en gasleidingen bepaald worden. Hiervoor moet de overgangskansen voor geen herstel van leiding falen voor een hoogwater en de verdeling tussen kraters en sluipende lekken bekend zijn. Voor een waterleiding is de gebruikelijke overgangskans op geen herstel van een krater 0.05, en worden sluipende lekken niet hersteld (kans 1.0). De verdeling tussen kraters en sluipende lekken is 10% kraters en 90% sluipende lekken. Met deze overgangskansen kan de overstromingskans berekend worden met (zie sectie 3.4.1):

$$P_{f;dsn} = P_{f;dsn;krater} + P_{f;dsn;sluipend} = 0.25P_{F_L\ per\ meter} + 45P_{F_L\ per\ meter} \quad (6.2)$$

De overstromingskans voor de waterleidingen na stap 1 zijn gegeven in Tabel 6.5.

Tabel 6.5 Overstromingskans door waterleidingen falen na stap 1.

#	$P_{f,leiding\ per\ meter}$ 1/(jaar x m)	$P(F_L)$ 1/(jaar)	$P_{f;dsn;krater}$ 1/(jaar)	$P_{f;dsn;sluipend}$ 1/(jaar)	$P_{f;dsn}$ 1/(jaar)
1	2.0E-05	1.0E-03	0.5E-05	0.9E-03	0.9E-03
2	2.0E-05	1.0E-03	0.5E-05	0.9E-03	0.9E-03
3	2.0E-05	1.0E-03	0.5E-05	0.9E-03	0.9E-03
4	1.0E-05	0.5E-03	0.25E-05	0.45E-03	0.45E-03

Dit toont aan dat de overstromingskans voor waterleidingen gedomineerd wordt door sluipende lekken, wanneer de overgangskans op dijkfalen niet wordt mee genomen. De overstromingskans is voor alle vier de waterleidingen te hoog. Het uitvoeren van stap 2 is bij deze overstromingskans nuttig.

Voor een gasleiding is het gebruikelijk om aan te nemen dat leiding falen altijd een krater tot gevolg heeft. De kans op geen herstel van deze krater voor het hoog water is 0.05. Met deze overgangskansen kan de overstromingskans berekend worden met (zie sectie 3.4.2):

$$P_{f;dsn} = P_{f;dsn;krater} = 2.5P_{F_L \text{ per meter}} \quad (6.3)$$

De overstromingskans voor de gasleidingen na stap 1 zijn gegeven in Tabel 6.6.

Tabel 6.6 Overstromingskans door gasleidingen na stap 1.

#	$P_{f, \text{leiding per meter}}$ 1/(jaar x m)	$P(F_L)$ 1/(jaar)	$P_{f;dsn;krater}$ 1/(jaar)	$P_{f;dsn;sluipend}$ 1/(jaar)	$P_{f;dsn}$ 1/(jaar)
5	3.0E-05	1.5E-03	7.5E-05	0	7.5E-05
6	3.0E-05	1.5E-03	7.5E-05	0	7.5E-05

De faalkans is voor alle gasleidingen te hoog. Het uitvoeren van de volgende stap 2 is bij deze overstromingskans nodig.

6.3 Stap 2 Dijk falen

In stap 2 wordt de overgangskans voor dijk falen bepaald. Hierbij worden de verschillende dijk faalmechanismen beoordeeld.

Nadat de overgangskansen per mechanisme zijn bepaald worden de overgangskansen voor dijkfalen gegeven een krater of sluipend lek volgens Hoofdstuk 4 bepaald:

$$P(F_d | K, HW, F_L) = P(\text{Direct falen} | K, HW, F_L) + P(\text{GEBU} | K, HW, F_L) + P(\text{GEKB} | K, HW, F_L) + P(\text{Piping} | K, HW, F_L) + P(\text{Macro} | K, HW, F_L) \quad (6.4)$$

En:

$$P(F_d | S, HW, F_L) = P(\text{Sluipend} | S, HW, F_L) \quad (6.5)$$

De kans op overstroming door falen van de leiding wordt bepaald volgens:

$$P_{f;dsn;F_L} = P(\text{overstroming door falen leiding}) = P(F_L)P(K | F_L)P(HW | K, F_L)P(F_d | K, HW, F_L) + P(F_L)P(S | F_L)P(HW | S, F_L)P(F_d | S, HW, F_L) \quad (6.6)$$

6.3.1 Krater afmeting

Dit is de eerste stap waarin locatie van de leiding van belang is, en de afmeting van de krater berekend moet worden. Er wordt aangenomen dat de krater afmeting onafhankelijk is van de locatie van de leiding ten opzichte van de dijk. De krater afmeting kan worden uitgerekend volgens NEN 3651. De krater afmetingen voor de voorbeelden staan in de onderstaande tabel.

Tabel 6.7 Krater afmetingen leidingen.

#	Type	Diameter (mm)	Materiaal	Overdruk (bar)	R _{krater} (m)	D _{krater} (m)
1	Water	110	PE	3	7.8	1.7
2	Water	90	PE	4	7.1	1.6
3	Water	400	PVC	4	18.0	2.0
4	Water	710	PVC	5	29.7	2.3
5	Gas	125	PE	1	2.1	1.2
6	Gas	200	PE	1	3.0	1.3

6.3.2 Geometrische grens

Voor het bepalen van de overgangskansen worden in eerste instantie de geometrische grenzen gebruikt. In de onderstaande tabel zijn deze geometrische grenzen weergegeven voor dijkfaalmechanismen direct falen en sluipend lek.

Tabel 6.8 Overgangskansen voor direct falen en sluipende lekken op basis de geometrische grenzen voor vaak voorkomende leiding locaties.

Leiding locatie	Direct falen	Sluipend lek
Binnen kruin	Sectie 4.1.2	Sectie 4.2.2
Buiten kruin	Sectie 4.1.2	Sectie 4.2.2
Binnen teen	Sectie 4.1.2	0
Achterland $X_L - R < X_{BIT}$	Sectie 4.1.2	0
Achterland $X_L - R \geq X_{BIT}$	0	0
Buiten teen	Sectie 4.1.2	0
Voorland $X_L + R > X_{BUT}$	Sectie 4.1.2	0
Voorland $X_L + R \leq X_{BUT}$	0	0

Voor de voorbeeld leidingen zijn de geometrische grenzen bepaald voor direct falen en een sluipend lek. Deze zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

Tabel 6.9 Overgangskansen voor de leidingen uit het voorbeeld na toepassing van de geometrische grenzen direct falen en sluipend lek.

Leiding	Locatie	Direct falen	Sluipend lek
1	A (Voorland 10 m)	$R_{krater} \leq 10 \rightarrow 0$ $R_{krater} > 10 \rightarrow$ Sectie 4.1.2	0
2	B (Buiten teen)	Sectie 4.1.2	0
3	C (Binnen kruin)	Sectie 4.1.2	Sectie 4.2.2
4	D (Binnen teen)	Sectie 4.1.2	0
5	E (Achterland 10 m)	$R_{krater} \leq 10 \rightarrow 0$ $R_{krater} > 10 \rightarrow$ Sectie 4.1.2	0
6	F (Achterland 20 m)	$R_{krater} \leq 20 \rightarrow 0$ $R_{krater} > 20 \rightarrow$ Sectie 4.1.2	0

Voor de andere dijksfaalmechanismen zijn ook de geometrische grenzen te bepalen. In de onderstaande tabel zijn de geometrische grenzen weergegeven.

Tabel 6.10 Overgangskansen op basis van geometrische grenzen voor GEBU, GEKB, piping en macro instabiliteit op basis van vaak voorkomende leiding locaties.

Leiding locatie	GEBU	GEKB	Piping	Macro instabiliteit
Binnen kruin	0	Sectie 4.4.2	0	0
Buiten kruin	Sectie 4.3.2	Sectie 4.4.2	0	0
Binnen teen	0	Sectie 4.4.2	Sectie 4.5.2	Sectie 4.6.2
Achterland $X_L - R < X_{BIT}$	0	Sectie 4.4.2	Sectie 4.5.2	Sectie 4.6.2
Achterland $X_L - R \geq X_{BIT}$	0	0	Sectie 4.5.2	Sectie 4.6.2
Buiten teen	Sectie 4.3.2	0	Sectie 4.5.2	0
Voorland $X_L + R > X_{BUT}$	Sectie 4.3.2	0	Sectie 4.5.2	0
Voorland $X_L + R \leq X_{BUT}$	0	0	Sectie 4.5.2	0

Voor de voorbeeld leidingen zijn de geometrische grenzen bepaald voor de verschillende dijksfaalmechanismen. Deze zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

Tabel 6.11 Aanpak voor de verschillende faalmechanismen.

#	Locatie	GEBU	GEKB	Piping	Macro instabiliteit
1	A (Voorland 10 m)	Afhankelijk van krater afmeting	0	Sectie 4.5.2	0
2	B (Buiten teen)	Sectie 4.3.2	0	Sectie 4.5.2	0
3	C (Binnen kruin)	0	Sectie 4.4.2	0	0
4	D (Binnen teen)	0	Sectie 4.4.2	Sectie 4.5.2	Sectie 4.6.2
5	E (Achterland 10 m)	0	Afhankelijk van krater afmeting	Sectie 4.5.2	Sectie 4.6.2
6	F (Achterland 20 m)	0	Afhankelijk van krater afmeting	Sectie 4.5.2	Sectie 4.6.2

Overgangskans direct falen

Met Sectie 4.1.2 is de rest breedte ingeschat, waarmee het faalmechanisme direct falen wordt beoordeeld. De rest breedte wordt enkel ingeschat wanneer de geometrische grens aangeeft dat dit noodzakelijk is. Voor de berekening van de restbreedte zijn afhankelijk van de locatie de volgende vergelijkingen voor gebruikt:

Kruin (met een kruinbreedte van 7 meter):

$$B_{rest} = \max(0, 7 - R) = 7 - R_{krater} \quad (6.7)$$

Binnen teen en achterland (met een afstand van de buitenkruin tot binnen teen van 25 m):

$$B_{rest} = \max(0, X_L - X_{BUK} - R_{krater} - 2H_{dijk}) = X_L - X_{BUK} - R_{krater} - 12 > 0.5 \text{ m} \quad (6.8)$$

Buiten teen en voorland (met een afstand van de binnenkruin tot buiten teen van 25 m):

$$B_{rest} = \max(0, X_{BIK} - X_L - R_{krater} - 2H_{dijk}) = X_{BIK} - X_L - R_{krater} - 12 > 3.5 \text{ m} \quad (6.9)$$

Deze beoordeling is samengevat in Tabel 6.12.

Tabel 6.12 Beoordeling direct falen.

#	Type	R _{krater} (m)	Locatie	B _{rest} (m)	P(Direct K, HW, F _L)
1	Water	7.8	Voorland (10 m)	n.v.t.	0.0
2	Water	7.1	Buiten teen	5.9	0.0
3	Water	18.0	Kruin	0	1.0
4	Water	29.7	Binnen teen	0	1.0
5	Gas	2.1	Achterland (10 m)	n.v.t.	0.0
6	Gas	3.0	Achterland (20 m)	n.v.t.	0.0

De grote kraters bij de waterleidingen veroorzaken direct falen, waardoor de overstromingskans gegeven leiding falen te hoog zal zijn. Het is voor deze leidingen normaal gesproken niet nuttig de andere mechanisme te beoordelen. Voor goedkeuring is het noodzakelijk om een minder conservatieve inschatting van de afmeting van de krater te vormen, of moet de leiding verder bij de dijk vandaan liggen, zodat direct falen niet in direct plaats vind. Eventueel kan ook de leiding faalkans beter worden ingeschat, waardoor de leiding mogelijk ondanks direct falen toch kan worden goed gekeurd.

6.3.4 Sluipend lek

Voor waterleidingen in de kruin is een sluipend lek relevant. In dit geval geldt dit voor leiding 3. Sectie 4.2.2 geeft aan dat enkel de berm lengte van belang is voor het bepalen van de reductie reductie van de veiligheidsfactor tegen macro-instabiliteit met een sluipend lek.

Met een berm lengte van 0 meter is een reductie van de veiligheidsfactor tegen macro-instabiliteit (A_{macro}) van 0.79 geschikt, zie Tabel 4.1. Uit Figuur 4.11 valt bij deze reductie

A_{macro} en de norm af te lezen dat er een $P_{f;dsn;sluipend}$ van ongeveer 3.4E-04 wordt verwacht. Dit is onafhankelijk van de afmeting van de leiding.

6.3.5 GEBU

De overgangskans $P(GEBU | K, HW, F_L)$ wordt bepaald met de filter regel voor de Waal beschreven in Sectie 4.3.2. Met een zuidoost georiënteerde dijk met een kort voorland ($L_{\text{voorland}} = 15 < 50$ m), wordt een gemiddelde golfbelasting verwacht. Hiermee kan $P(GEBU | K, HW, F_L)$ worden bepaald op 0.01, zie Tabel 4.2.

Indien het buitentalud niet wordt aangetast omdat de krater afmeting kleiner is dan de afstand tot de buiten teen zal de overgangskans $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0$. Dit is het geval voor de leiding 1 die op 10 meter van de buiten teen ligt.

Leiding 2 ligt in de binnen teen en krijgt daardoor $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.01$. Alle andere leidingen worden door hun locatie door de geometrische grens afgehandeld en krijgen daardoor $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0$.

6.3.6 GEKB

De overgangskans $P(GEKB | K, HW, F_L)$ wordt bepaald met de filter regel voor de Waal beschreven in Sectie 4.4.2. Met een zuidoost georiënteerde dijk en een norm van 1/10 000 kan $P(GEKB | K, HW, F_L)$ worden bepaald op 0.001, zie Tabel 4.7.

Of deze overgangskans toegepast wordt is afhankelijk van de geometrische grens. Voor leiding 3 en leiding 4 moet $P(GEKB | K, HW, F_L) = 0.001$ worden toegepast door hun locatie. Voor leiding 5 en 6 is de afstand tot de binnenteen kleiner dan de afmeting van de krater en kan $P(GEKB | K, HW, F_L) = 0$ gebruikt worden.

Leiding 1 en 2 liggen bij het buitentalud en kunnen op basis van de geometrische grens met $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0$ worden afgehandeld.

6.3.7 Piping

De overgangskans $P(\text{Piping} | K, HW, F_L)$ wordt bepaald met de filter regel beschreven in Sectie 4.5.2. Voor leiding 3 is piping door de locatie in de kruin niet relevant. Voor de andere relevante leiding wordt de overgebleven kwel weg lengte en deklaag dikte bij het uittrede punt bepaald op basis van vergelijkingen per locatie:

Binnen teen en achterland:

$$L_{\text{kwel met krater}} = x_L - \frac{2}{3}R - x_{\text{BUT}} + L_{\text{voorland}} = x_L - \frac{2}{3}R - x_{\text{BUT}} + 15 \quad (6.10)$$

$$D_{\text{uittrede}} = \max(0; D_{\text{deklaag}} - D_{\text{krater}}) \quad (6.11)$$

Voorland:

In het voorland of de buiten teen speelt piping enkel een rol wanneer de krater grote schade aan de deklaag oplevert en

$$D_{\text{intrede}} = D_{\text{voorland}} - D_{\text{krater}} < 0.5 \text{ m} \quad (6.12)$$

Van grote schade aan de deklaag is door de dikte van de deklaag voor geen enkele leiding spraken. De overgangskans piping is hierdoor $P(\text{Piping} | K, HW, F_L) = 0$.

Aan de hand van de kwelweg lengte en deklaag dikte bij het uittrede punt zijn met Sectie 4.5.2 de overgangskans $P(\text{Piping} | K, HW, F_L)$ bepaald voor leiding 4, 5 en 6. Door de dikte van de deklaag zijn deze overgangskansen relatief laag.

Tabel 6.13 Beoordeling piping.

#	R_{krater} (m)	D_{krater} (m)	$L_{\text{kwel met krater}}$	D_{uittrede}	$P(\text{Piping} K, HW, F_L)$
1	7.8	1.7	Niet relevant	Niet relevant	0.0
2	7.1	1.6	Niet relevant	Niet relevant	0.0
3	18.0	2.0	Niet relevant	Niet relevant	0.0
4	29.7	2.3	38.2	5.7	0.004
5	2.1	1.2	66.6	6.8	$\sim 3.5E-5$
6	4.8	1.3	76.0	6.7	$\sim 1.0E-5$

6.3.8 Macro-instabiliteit

De overgangskans $P(\text{Macro} | K, HW, F_L)$ wordt bepaald met sectie 4.6.2. Doordat de deklaag bestaat uit klei met veenlagen wordt er verwacht dat opdrijven plaatsvindt in de krater, maar dat de deklaag niet opdrijft zonder krater. Uit de correcte figuur voor opdrijven en de juiste krater radius kan de afname van de veiligheidsfactor worden bepaald op basis van de afstand van de krater tot aan de binnen teen. Vervolgens wordt de overgangskans bepaald. Macro-instabiliteit is op basis van de geometrische grenzen enkel van belang voor leiding 4, 5 en 6.

Tabel 6.14 Beoordeling Macro stabiliteit.

#	R_{krater} (m)	D_{krater} (m)	Opdrijfsituatie	Afstand krater binnenteen	A_{macro}	$P(\text{Macro} K, HW, F_L)$
1	7.8	1.7	N.V.T.	Niet relevant	Niet relevant	0.0
2	7.1	1.6	N.V.T.	Niet relevant	Niet relevant	0.0
3	18.0	2.0	N.V.T.	Niet relevant	Niet relevant	0.0
4	29.7	2.3	Opdrijven krater	0	~ 0.4	0.35
5	2.1	1.2	Opdrijven krater	7.9	0.76	$\sim 7.8E-4$
6	3.0	1.3	Opdrijven krater	17.0	0.83	$\sim 1.1E-4$

6.3.9 Overstromingskansen

Door de dijkfaalmechanismen in het overzicht op te nemen zoals in de onderstaande tabel is gedaan is de bijdrage van de voorbeeld leidingen aan de overstromingskans te zien. Door de bijdrage te vergelijken met de eis kan de beoordeling van stap 2 plaatsvinden.

Tabel 6.15 Overzicht overstromingskansen.

#	Direct	GEBU	GEKB	Piping	Macro-instabiliteit	Dijkfalen door krater
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	~0.0
2	0.0	0.01	0.0	0.0	0.0	0.01
3	1.0	0.0	0.001	0.0	0.0	1.0
4	1.0	0.0	0.001	0.004	0.35	1.0
5	0.0	0.0	0.0	3.5E-05	7.8E-4	8.2 E-4
6	0.0	0.0	0.0	1.0E-05	1.1E-4	1.2E-4

#	Dijkfalen door krater	Dijkfalen door sluipend lek	Overstroming door falen leiding	Eis	Beoordeling
1	~0.0	0.0	~0.0	10 ⁻⁷	Leiding goed gekeurd
2	0.01	0.0	5.0E-08	10 ⁻⁷	Leiding goed gekeurd
3	1.0	3.40E-04	5.3E-06	10 ⁻⁷	Nader onderzoek, sluipend lek, en direct falen
4	1.0	0.0	2.5E-06	10 ⁻⁷	Nader onderzoek, direct falen en macro-instabiliteit
5	8.2 E-4	N.V.T.	6.2E-08	10 ⁻⁷	Leiding goed gekeurd
6	1.1 E-4	N.V.T.	0.9E-08	10 ⁻⁷	Leiding goed gekeurd

6.4 Conclusie

De voorbeeldleidingen langs de waterkering van de rivier de Waal zijn met het filter beschouwd. De meeste leidingen kunnen door het filter worden goedgekeurd. De bijdragen aan de overstromingskansen van deze leidingen is gering en toelaatbaar. De leidingen 3 en 4 zijn waterleidingen met een grotere diameter en daardoor een grotere erosie krater bij leiding falen. De bijdrage van deze leidingen aan de overstromingskansen is volgens het filter dusdanig dat een nadere meer gedetailleerde analyse nodig is.

Alvorens de nadere analyse uit te voeren is het mogelijk om eerst de leiding faalkans te proberen te optimaliseren en dan het filter opnieuw te doorlopen. Ook kan al direct een nadere analyse worden uitgevoerd met het beschouwen van de krater afmetingen voor het mechanisme direct falen, en het uitvoeren van een macro-stabiliteit berekening met krater. Voor leiding 3 is het nodig om de sluipende lekken en de effecten ervan nader te beschouwen.

7 Conclusie

De beoordeling van de waterkeringen met betrekking tot de waterveiligheid vindt plaats op basis van overstromingskansen. Het betreft een beoordeling van de gehele waterkering, dus inclusief aanwezige leidingen. De bijdrage van leidingen aan de overstromingskans van de waterkering moet hierdoor in de beoordeling worden meegenomen. Recentelijk is bij POV kabels en leidingen een methode ontwikkeld om de bijdrage van leidingen aan de overstromingskans van de waterkering te beoordelen. Deze gedetailleerde methode vergt per leiding enige tijd. Gezien het grote aantal leidingen is een snelle eenvoudige analyse gewenst, waarmee leidingen eerst beoordeeld en uitgefilterd kunnen worden, zodat niet voor alle leidingen een tijdrovende beoordeling nodig is. Tijdens de POV kabels en leidingen is de eerste ontwikkeling van een dergelijk filter uitgevoerd. Recentelijk is specifiek voor het dijktraject Neder Betuwe een filter voor parallel gelegen leidingen gemaakt.

Deze rapportage beschrijft de verdere ontwikkeling van een filter voor het rivieren gebied. Dit filter voor het rivieren gebied is stapsgewijs ontwikkeld. Door eerst een voorbeeld casus uit te werken werden aandachtspunten voor het filter inzichtelijk, zodat deze meteen konden worden meegenomen in de uitwerking van de beslisregels voor het filter voor het rivieren gebied.

De afgeleide beslisregels die gezamenlijk het filter voor het rivierengebied vormen zijn afgeleid voor parallelle leidingen. De beslis regels maken het mogelijk om met het filter van grof naar fijn te werken. Het rivieren gebied waarvoor het filter is afgeleid strekt zich uit van de beneden stroomse delen van de Maas, de Waal, de IJssel en de Rijn tot de grens met Duitsland (of Limburg voor de Maas).

De gekozen opzet voor het filter geeft de gebruiker de mogelijkheid om van grof naar fijn te werken. Hierdoor kunnen sommige leidingen al worden goedgekeurd, zonder gebruik te maken van het gehele filter.

Twee stappen voor het werken van grof naar fijn worden hier beschreven:

1. Voor leidingen met een bepaalde leidingfaalkans, kan de leiding soms worden goedgekeurd zonder de faalkans van de dijk te beschouwen in deze eerste stap.
2. Met behulp van de beslisregels van het filter (enkele formules en grafieken) is ook de faalkans van de waterkering eenvoudig te bepalen en kan de tweede stap worden uitgevoerd.

Bovenstaande stappen maken gebruik van een leidingfaalkans. De gebruiker kan er voor kiezen om een conservatieve leidingfaalkans te gebruiken en later de faalkans van de leiding te optimaliseren door de lokale situatie te beschouwen.

Met de beslisregels uit het filter voor het rivierengebied zijn 6 voorbeeld leidingen (gas en water) beoordeeld op verschillende plaatsen in een dijkprofiel langs de Waal. Vier van deze leidingen kunnen door de beslisregels worden goedgekeurd. De bijdragen aan de overstromingskans van deze leidingen is gering en toelaatbaar. Twee waterleidingen kunnen niet direct worden uitgefilterd. Het zijn twee waterleidingen met een grotere diameter en daardoor een grotere erosie krater bij leiding falen. De bijdrage van deze leidingen aan de overstromingskans is volgens het filter dusdanig dat een nadere meer gedetailleerde analyse nodig is. Alvorens de nadere analyse uit te voeren is het mogelijk om eerst de leiding faalkans te proberen te optimaliseren en dan het filter opnieuw te doorlopen.

Het achtereenvolgens doorlopen van de verschillende beslisregels voor de verschillende faalmechanismen van de waterkering kan worden gefaciliteerd door de formules en grafieken in software op te nemen. Aangeraden wordt om de regels van het filter in een tool op te nemen die het eenvoudig snel en foutloos toepassen van het filter mogelijk maakt. Daarnaast wordt aangeraden de filters voor leidingen die bij falen een kleine krater veroorzaken aan te scherpen door middel van een vervolg onderzoek. In dit onderzoek kunnen dan bijvoorbeeld 3D-effecten mee worden genomen in het filter.

Referenties

- Deltares (2016). Fenomenologische beschrijving. Faalmechanismen WTI. 1220078-000-GEO-0010, Versie 3, 18 februari 2016, definitief.
- Deltares (2022). Filter voor parallelle leidingen in en bij de dijken van Neder Betuwe. 11206092-002-GEO-0002, Versie 1.0, 3 juni 2022, definitief.
- Folkman, S. (2018). Water main break rates in the USA and Canada: A comprehensive study. Mechanical and Aerospace Engineering Faculty Publications. Paper 174.
- Hussein Farh, H.M., Ben Seghier, M.E.A., Taiwo, R. et al. Analysis and ranking of corrosion causes for water pipelines: a critical review. npj Clean Water 6, 65 (2023). <https://doi.org/10.1038/s41545-023-00275-5>.
- KWR (2020). Storingsfrequenties drinkwaterleidingen. Analyse voor het POV-K&L project 'Filters in parallel gelegen leidingen'. KWR 2020.090. 23 november 2020.
- Kiwa (2020). Lefrequenties van gasdistributieleidingen. Analyse voor het POV-K&L project 'Filters in parallel gelegen leidingen'. GT-2000187. 23 november 2020.
- Lochbaum, B.S. (1993). PSE&G develops models to predict main breaks. Pipeline and Gas Journal, 20(9), 20–27.
- Mourik, G.C (2015). Prediction of the erosion velocity of a slope of clay due to wave attack. Deltares Report no. 209437-017-HYE-0003. Version 3, January 2015.
- NEN, 2020 (NEN3650 reeks, 2020), bestaande uit de NEN3650 en NEN3651.
- POV K&L (2020a). Faalkansanalyse primaire waterkering Nieuwendam met parallelle waterleiding. 11205719-002-GEO-0001, Versie 1.1, 3 december 2020, definitief.
- POV K&L (2020b). Filters voor parallelle gas- en drinkwaterleidingen in en bij waterkering. Definitief. 11205513-002-GEO-0004. 16 december 2020.
- Rijkswaterstaat (Water Verkeer en Leefomgeving), 2019. Schematiseringshandleiding macrostabiliteit. WBI 2017. Versie 3, 28 november 2019, definitief.
- Rijkswaterstaat (Water Verkeer en Leefomgeving), 2021. Schematiseringshandleiding piping. WBI 2017. Versie 4, 28 mei 2021, definitief.
- TNO (2003). Herziening rekenfactoren en spanningscorrectiefactoren in NEN 3650. TNO rapport. Referentie: 2003-CI-R0031. 13 maart 2003.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M. en Spiekhout, J. (2020) Bijlage F Beschouwing faalkansen distributieleidingen voor aardgas en water. "in Filters voor parallelle gas- en drinkwaterleidingen in en bij primaire Waterkeringen, POV Kabels en Leidingen, 11205513-002-GEO-0004, 3 dec. 2020".

A Schematisering krater door leiding falen

Aan de hand van NEN 3651:2020 zijn de kraterafmetingen voor distributie water- en gasleidingen berekend, en weergegeven in Tabel A.1 en Tabel A.2.

Tabel A.1 *Berekende ontgrondingsstraal voor distributie waterleiding.*

Leiding buitendiameter (millimeter)	Kraterstraal (meter)			Kraterdiepte (meter)
	Overdruk (bar)			
	3	4	6	
90	6.4	7.1	8.2	1.6
125	7.8	8.7	10.1	1.7
200	10.5	11.7	13.6	1.7
400	16.2	18.0	21.0	2.0
700	22.9	25.5	29.7	2.3

Tabel A.2 *Berekende ontgrondingsstraal voor gasdistributieleiding.*

Leiding buitendiameter (millimeter)	Kraterstraal (meter)				Kraterdiepte * (meter)
	Overdruk (bar)				
	0.1	1	4	8	
125	1.3	2.1	3.4	4.4	1.2
200	1.8	3.0	4.8	6.1	1.3
315	2.4	4.0	6.5	8.4	1.5

*De kraterdiepte van de gasdistributieleiding kleiner dan 315 mm is berekend met een gronddekking van 1 m.

B Afleiding filter regels dijkfalen

B.1 Golfaanval (GEBU)

B.1.1 Proces

Indien een krater schade veroorzaakt aan het buitentalud, wordt de kern van de dijk blootgesteld aan de golfbelasting. Hierdoor kan er veel erosie optreden, afhankelijk van het materiaal waaruit de kern is gemaakt en de aanwezige golfbelasting. Een blootgestelde zandkern is zeer erosie gevoelig, en er wordt verwacht dat bij een kleine golfbelasting al te veel erosie zal plaatsvinden, waardoor een overstroming plaatsvindt. Er wordt daarom aangenomen dat de overgangskans dijkfalen gegeven een aangetast buitentalud op een zandkern gelijk is aan 1.

Erosie zal minder snel plaatsvinden op een blootgestelde klei kern, en bij een kleine golfbelasting zal er daardoor geen overstroming plaatsvinden. De overgangskans dijkfalen gegeven een aangetast buitentalud op een kleikern zal daardoor kleiner zijn dan 1. Afhankelijk van de breedte van de dijk is een bepaalde hoeveelheid erosie nodig voordat overstroming zal plaatsvinden. Om de overgangskans in te schatten, moet worden bepaald wanneer de golfbelasting hoog genoeg is om het beschikbare erosie volume te eroderen.

B.1.2 Beschikbare erosie volume

Het beschikbare erosie volume is afhankelijk van de breedte van de dijk en de waterstand waarbij de golven optreden (het jaar maxima), zie Figuur B.1. Door de golfbelasting ontstaat er erosie in de golfzone, onder een talud van <1:10 onder de water lijn en een talud van 1:1 boven de waterlijn (Mourik, 2015), zie Figuur B.1. Het beschikbare erosie volume is ook afhankelijk van de eerdere schade die aan de dijk is opgetreden, oftewel de restbreedte van de dijk is belangrijk.

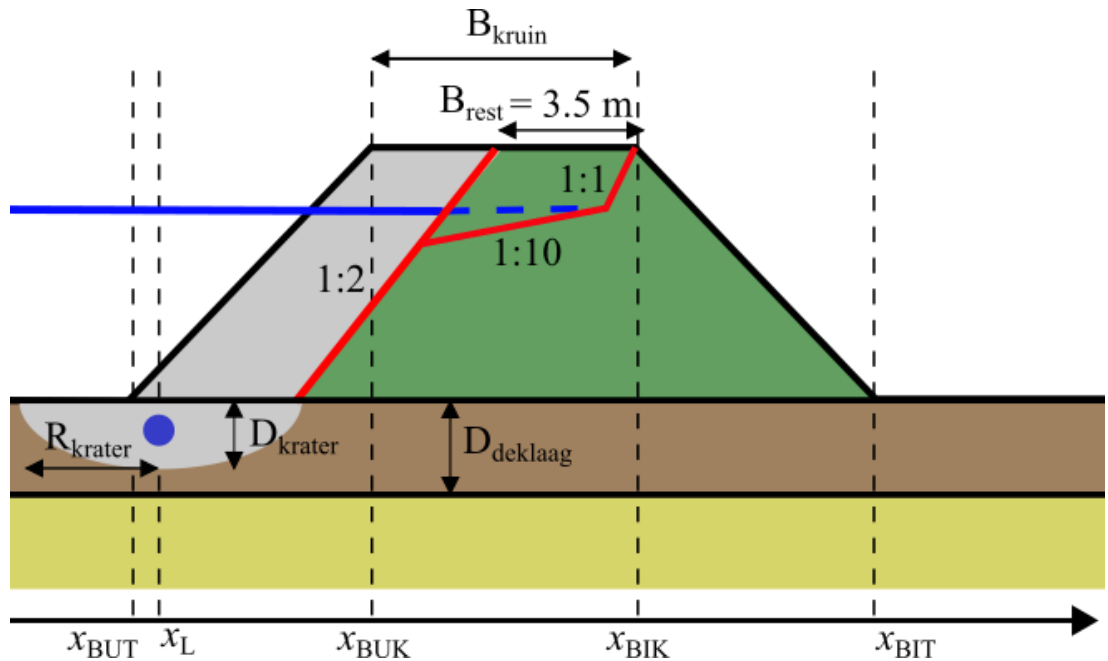
Voor het afleiden van de filters is gekozen voor een deterministische grens voor het beschikbare erosie volume van 5 m³/m. Oftewel, wanneer er meer dan 5 m³/m erosie plaatsvindt wordt falen door GEBU verwacht. Om over dit erosie volume te beschikken moet er voldoende restbreedte aanwezig zijn. Bij een restbreedte van 3.3 m is het beschikbare erosie volume (binnen het restprofiel) nog 5 m³/m. Voor eventuele onzekerheid in het restprofiel en erosie wordt daarom een benodigde restbreedte van 3.5 m aangehouden.

Het beschikbare erosie volume is in werkelijkheid waarschijnlijk groter (de aanname van 5 m³/m is conservatief), omdat:

- Het materiaal buiten het restprofiel waarschijnlijk niet volledig verdwijnt en ook weg zal moeten eroderen.
- De hoogte van de jaarmaxima zullen verschillen, en hier een constant jaarmaxima gelijk aan het oude toetspeil wordt aangenomen.

Nadat de grens van falen van de dijk door golfaanval na leiding falen is gekozen op een erosie volume van 5 m³/m, kan de overgangskans voor golfaanval na leiding falen worden bepaald als

$$P(\text{GEBU} \mid K, HW, F_L) = P(\Delta V_e \geq 5 \text{ m}^3 / \text{m}) \quad (\text{B.1})$$



Figuur B.1 Benodigde restbreedte voor het GEBU.

B.1.3 Erosie op basis van golfbelasting

De verwachte erosie gegeven een hoeveelheid golfbelasting wordt bepaald met onderstaande vergelijking opgesteld door Mourik (2015). Hiermee kan het erosie volume van de kleidijk na leiding falen worden bepaald op basis van de golfbelasting:

$$\Delta V_e = 0 \text{ als } H_s < 0.4$$

$$\Delta V_e = 466c_e H_s^2 (H_s - 0.4)^2 \tan(\alpha) \min\left(3.6; \frac{0.0061}{s_{op}^{1.5}}\right) \left(1 - e^{\frac{-0.079t}{H_s^2}}\right) \text{ als } H_s \geq 0.4 \quad (\text{B.2})$$

Hierin is:

ΔV_e het erosie volume (m^3/m).

H_s de significante golfhoogte (m).

s_{op} de golfsteilheid.

c_e een erosie constante.

$\tan(\alpha)$ de hellingshoek van het buitentalud (1:3).

t de stormduur.

Er wordt uitgegaan van een deterministische stormduur van 6 uur, de hellingshoek van het buitentalud is gegeven en voor de constante c_e is een karakteristieke waarde van 0.78 aangehouden (zie Mourik 2015). De terugkeertijden van de significante golfhoogte en piekperiode kunnen worden bepaald met Hydra-NL. Hiermee kan de golfsteilheid bepaald worden:

$$s_{op} = \frac{H_s}{gT_p^2 / (2\pi)} \quad (\text{B.3})$$

Op basis van de significante golfhoogte en de piekperiode berekend met Hydra-NL. Op basis van de informatie uit Hydra-NL kan het verwachte erosie volume worden ingeschat. In de Hydra-NL berekening is gerekend met standaard talud hellingen van 1:3, met de beoordelingsmodus uit in het kader van het WBI2017.

B.1.4 Overgangskans

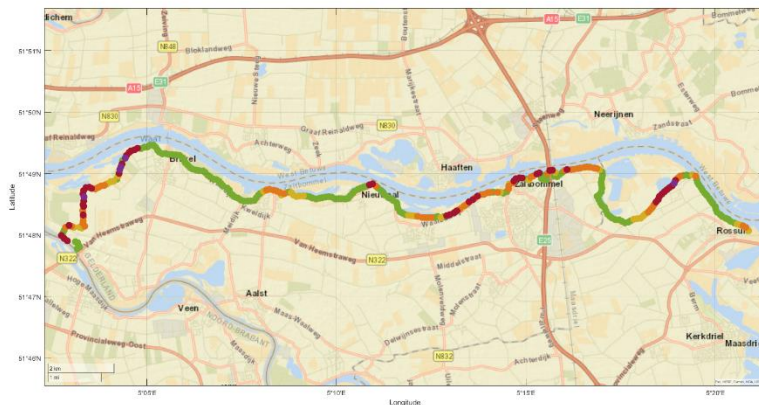
In paragraaf B.1.5 is met bovenstaande methode $P(GEBU | K, HW, F_L) = P(\Delta V_e \geq 5 \text{ m}^3 / \text{m})$ bepaald voor verschillende dijksecties langs de Waal (de locatie van de voorbeeld casus), om een inschatting van de overgangskans te kunnen maken. De dijksecties zijn gegroepeerd in orde van grootte van $P(GEBU | K, HW, F_L)$ om tot een beslisregel te komen. Iedere stip in de afbeelding is een dijkprofiel uit Hydra-NL, die op basis van $P(GEBU | K, HW, F_L)$ met kleuren zijn gegroepeerd, zie bijvoorbeeld Figuur B.2.

In Paragrafen B.1.6 tot en met B.1.9 is deze berekening voor verschillende dijktrajecten langs de andere rivieren worden uitgevoerd.

Optimalisatie

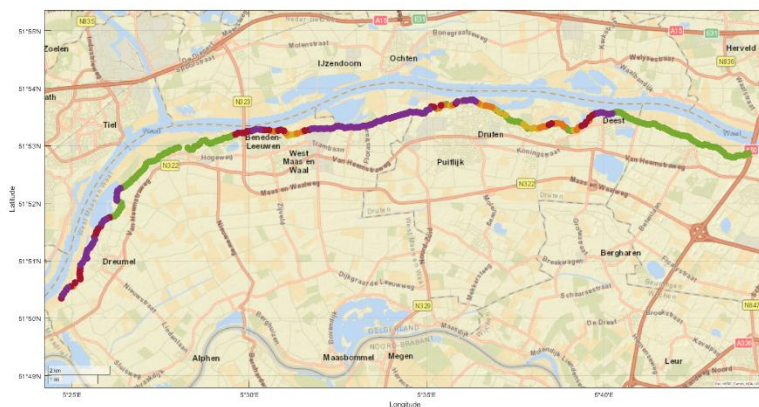
Voor dijksecties kan het verwachte erosie volume afgeleid worden met Hydra-NL en bovenstaande formules. Deze zouden eventueel beschikbaar gemaakt kunnen worden in een database. Hierdoor kunnen voor veel secties de overgangskans gereduceerd worden. Een eventuele interactie tussen het mechanisme GEBU en direct falen (het verhogen van het toelaatbare erosie volume) kan de overgangskansen voor direct falen en/of GEBU verder reduceren. Daarnaast kan de overgangskans worden gereduceerd op basis van extra aanwezig erosie volume.

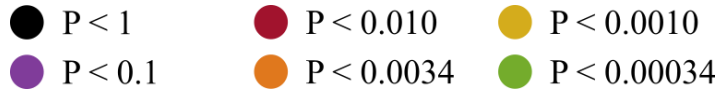
B.1.5 Waal



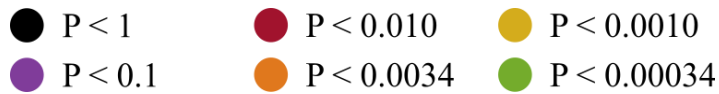
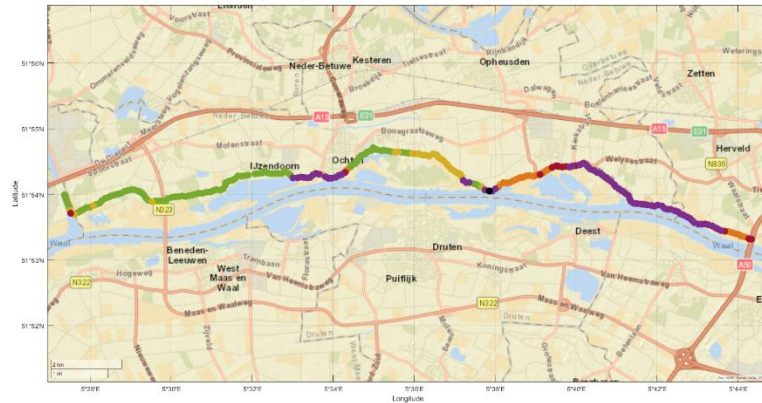
- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.2 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 38-1.





Figuur B.3 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 41-2.



Figuur B.4 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 43-5.

Besliscriteria Waal

De overgangskans voor GEBU is afhankelijk van de verwachte golfbelasting

- Bij een verwachting van weinig golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.00034$
- Bij een verwachting van gemiddelde golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.01$
- Bij een verwachting van hoge golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.1$

De golfbelasting kan worden ingeschat op basis van dijkorientatie en voorland lengte.

- Weinig golfbelasting:
 - Een lang voorland (>50 m) en geen westelijke oriëntatie.
- Gemiddelde golfbelasting:
 - Een lang voorland (> 50 m) en een westelijke oriëntatie of
 - Een kort voorland (< 50 m) en geen westelijke oriëntatie.
- Hoge golfbelasting:
 - Een kort voorland (< 50 m) en een westelijke oriëntatie.

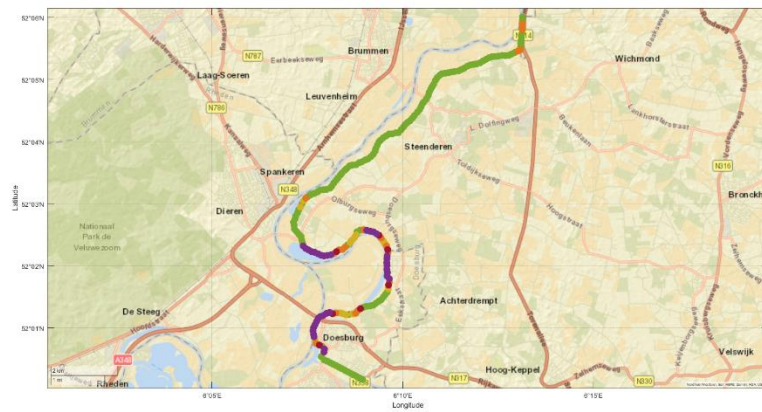
Bij de bepaling van het voorland moeten geulen voor de dijken worden beschouwd als situaties met een kort voorland.

B.1.6 IJssel



- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.5 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 47-1.



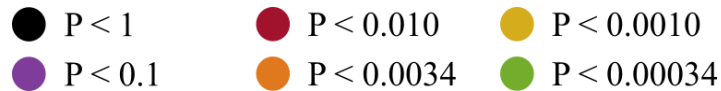
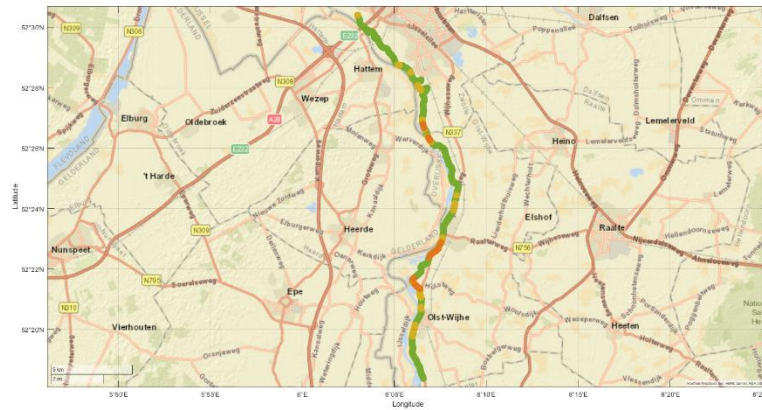
- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.6 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 49-2.



- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.7 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 52-1.



Figuur B.8 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 53-2.

Besliscriteria IJssel

De overgangskans voor GEBU is afhankelijk van de verwachte golfbelasting:

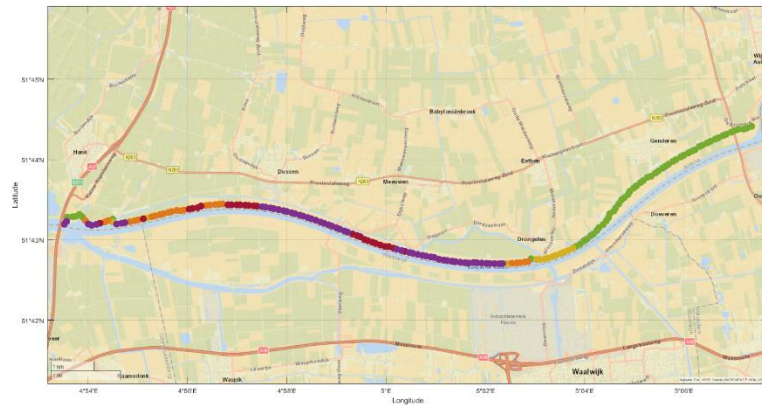
- Bij een verwachting van weinig golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.00034$.
- Bij een verwachting van gemiddelde golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.0034$.
- Bij een verwachting van hoge golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.1$.

De golfbelasting kan worden ingeschat op basis van dijkoriëntatie en voorland lengte.

- Weinig golfbelasting:
 - Geen westelijke oriëntatie en korte strijklengte.
 - Een westelijke oriëntatie en een lang voorland (>50 m).
- Gemiddelde golfbelasting:
 - Geen westelijke oriëntatie en lange strijklengte.
- Hoge golfbelasting:
 - Een westelijke oriëntatie, en een kort voorland (< 50 m).

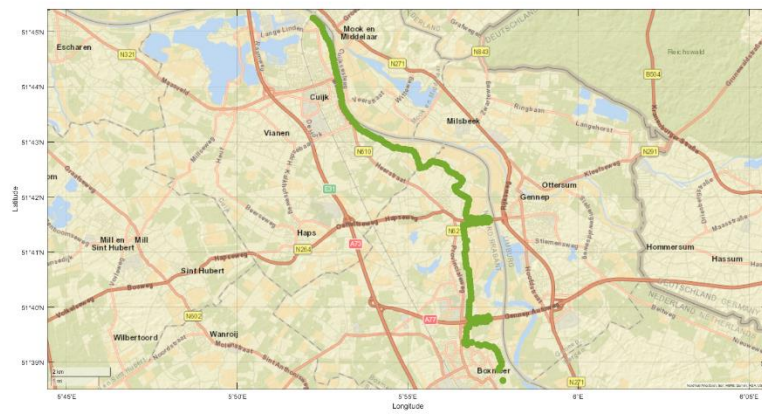
Bij de bepaling van het voorland moeten geulen voor de dijken worden beschouwd als situaties met een kort voorland. Lange strijklengtes worden veroorzaakt door bijvoorbeeld de aanwezigheid van plassen bij Rheden.

B.1.7 Maas



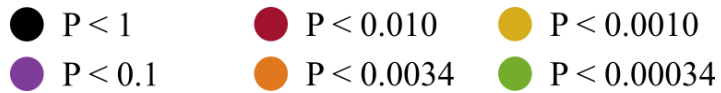
- $P < 1$
- $P < 0.1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.00034$

Figuur B.9 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 24-1.

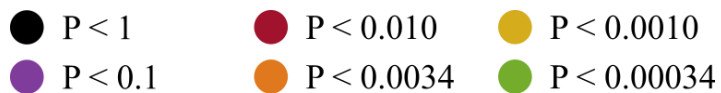


- $P < 1$
- $P < 0.1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.00034$

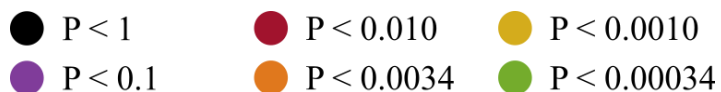
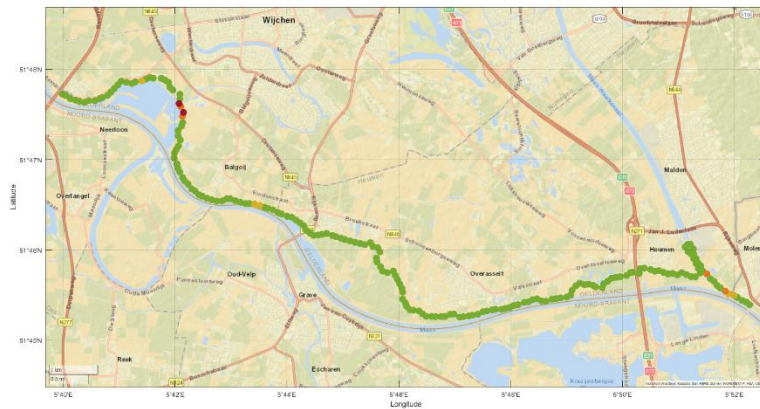
Figuur B.10 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 36-1.



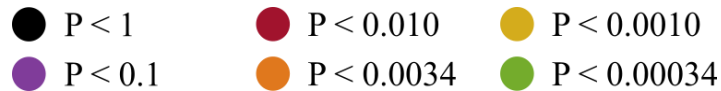
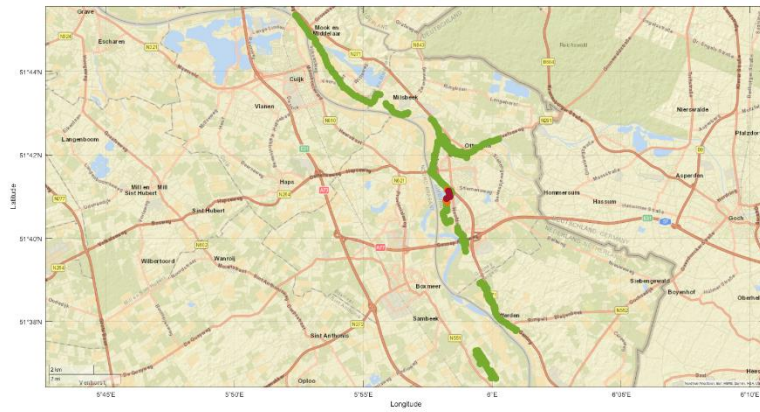
Figuur B.11 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 36-4.



Figuur B.12 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 36-5.



Figuur B.13 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 41-4.



Figuur B.14 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 54-1 tot 56-1.

Besliscriteria Maas

De overgangskans voor GEBU is afhankelijk van de verwachte golfbelasting

- Bij een verwachting van weinig golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.00034$.
- Bij een verwachting van gemiddelde golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.0034$.
- Bij een verwachting van hoge golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.1$.

De golfbelasting kan worden ingeschat op basis van dijkoriëntatie en voorland lengte.

- Weinig golfbelasting:
 - Geen westelijke oriëntatie en een lang voorland (>50 m).
 - Een westelijke oriëntatie en een lang voorland (>50 m).
- Gemiddelde golfbelasting:
 - Geen westelijke oriëntatie en een kort voorland (<50 m).
- Hoge golfbelasting:
 - Een westelijke oriëntatie en een kort voorland (< 50 m).

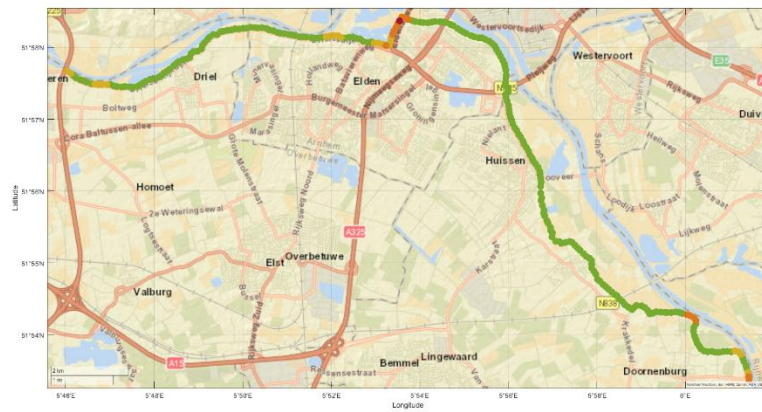
Bij de bepaling van het voorland moeten geulen voor de dijken worden beschouwd als situaties met een kort voorland.

B.1.8 Neder-Rijn en Pannerdenschkanaal



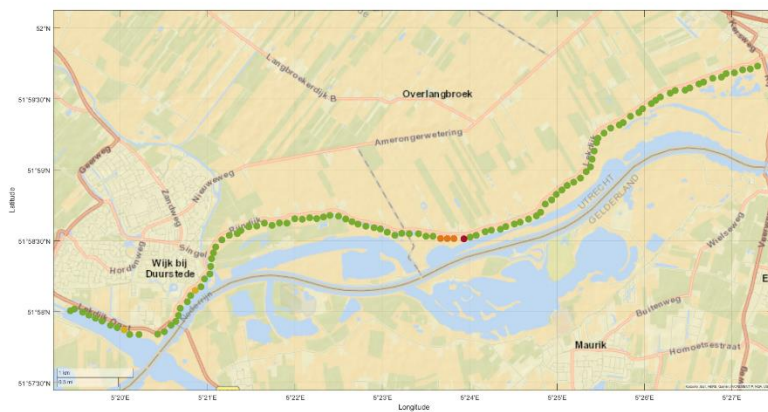
- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.15 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 43-2.



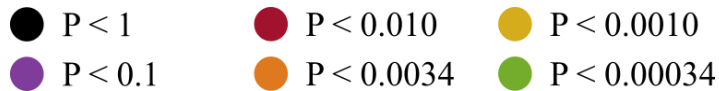
- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.16 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 43-3.



- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.17 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 44-1.



Figuur B.18 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 48-1.

Besliscriteria Neder-Rijn en Pannerdenschkanaal

De overgangskans voor GEBU is afhankelijk van de verwachte golfbelasting

- Bij een verwachting van weinig golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.00034$.
- Bij een verwachting van gemiddelde golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.01$.
- Bij een verwachting van hoge golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.1$.

De golfbelasting kan worden ingeschat op basis van dijkoriëntatie en voorland lengte.

- Weinig golfbelasting:
 - Een lang voorland (>50 m) en geen westelijke oriëntatie.
 - Een lang voorland (>50 m), een westelijke oriëntatie en korte strijklengte.
- Gemiddelde golfbelasting:
 - Een lang voorland (>50 m), een westelijke oriëntatie en lange strijklengte.
 - Een kort voorland (< 50 m) en geen westelijke oriëntatie.
- Hoge golfbelasting:
 - Een kort voorland (< 50 m) en een westelijke oriëntatie.

Bij de bepaling van het voorland moeten geulen voor de dijken worden beschouwd als situaties met een kort voorland. Lange strijklengtes worden veroorzaakt door bijvoorbeeld de plassen in het Pannerdenschkanaal.

B.1.9 Lek



- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.19 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 15-2.



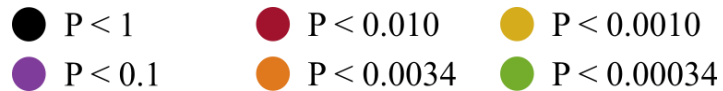
- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.20 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 16-3.



- $P < 1$
- $P < 0.010$
- $P < 0.0010$
- $P < 0.1$
- $P < 0.0034$
- $P < 0.00034$

Figuur B.21 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 43-2.



Figuur B.22 Overgangskansen voor GEBU na leiding falen voor dijktraject 44-1.

Besliscriteria Lek

De overgangskans voor GEBU is afhankelijk van de verwachte golfbelasting

- Bij een verwachting van weinig golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.00034$.
- Bij een verwachting van gemiddelde golfbelasting: $P(GEBU | K, HW, F_L) = 0.01$.

De golfbelasting kan worden ingeschat op basis van dijkoriëntatie en voorland lengte.

- Weinig golfbelasting:
 - Geen westelijke oriëntatie of:
 - Een westelijke oriëntatie en een lang voorland (>50 m).
- Gemiddelde golfbelasting:
 - Een westelijke oriëntatie en een kort voorland (<50 m).

Bij de bepaling van het voorland moeten geulen voor de dijken worden beschouwd als situaties met een kort voorland. Hoge golfbelasting wordt niet verwacht in de lek.

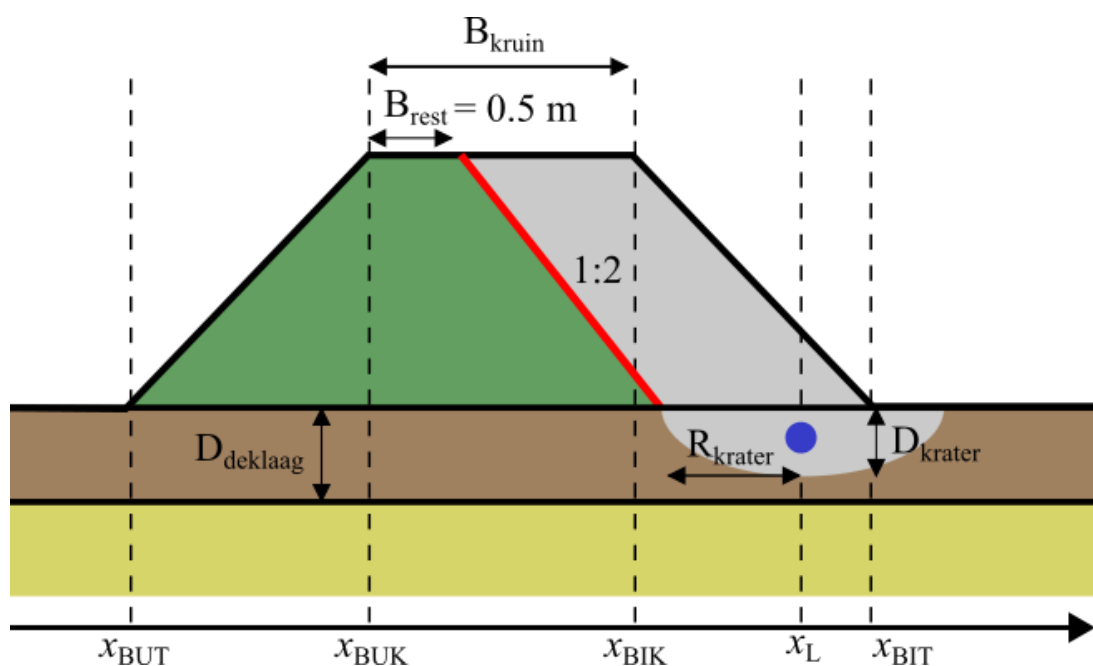
B.2 Golfverslag (GEKB)

B.2.1 Proces

Nadat het binnentalud of de kruin door een krater zijn aangetast, kan er door golfverslag verdere erosie plaatsvinden op de blootgestelde kern. Deze erosie zal alleen plaatsvinden wanneer significante golfverslag wordt verwacht. De kern zal naar verwachting niet eroderen bij een golf overslagdebiet van $Q = 0.1$ l/s/m. Dit overslag debiet kan zowel een klei als zandkern weerstaan. Er kan verwacht worden dat dit overslag debiet voor met name een klei kern conservatief is. Het kritieke overslag debiet is ook afhankelijk van het aanwezige erosie volume voordat overstroming plaatsvind, welk sterk afhangt van de aanwezige restbreedte.

Benodigde restbreedte

Op basis van het gekozen overslag debiet van $Q = 0.1$ l/s/m is de te verwachten erosie klein. Hierdoor is de benodigde restbreedte voor het weerstaan van de erosie eveneens klein. Er wordt daarom een minimale restbreedte van 0.5 m aangehouden om een eventuele kleine hoeveelheid erosie, die niet door het mechanisme GEKB wordt afgedekt, te kunnen weerstaan, zie Figuur B.23. Indien meer restbreedte beschikbaar is, kan een hoger overslag debiet worden toegestaan. Dit is in deze rapportage niet verder onderzocht.



Figuur B.23 Benodigde restbreedte voor het GEKB.

B.2.2 Overgangskans

De overgangskans kan nu bepaald worden door de kans op het kritieke overslag debiet te bepalen. Voor enkele dijksecties wordt met de beoordelingsmodus van Hydra-NL de methode beschreven in sectie 4.4.2 de overgangskans voor GEKB berekend. Hiervoor wordt de benodigde kruinhoogte berekend voor kritiek overslag debiet $Q = 0.1$ en 10 l/s/m en vergeleken. Er wordt hierbij aangenomen dat de talud hellingen standaard ontwerp talud hellingen van 1:3 zijn.

De benodigde kruinhoogte voor $Q = 10$ l/s/m wordt berekend voor verschillende terugkeertijden, zie Tabel B.1. Dit levert voor elke dijksectie dus 6 kruinhoogtes op, waarna voor iedere kruinhoogte de terugkeertijd van $Q = 0.1$ l/s/m wordt ingeschat.

De terugkeertijden komen overeen met de normen van het dijktraject, zie Tabel B.1. Voor de filter regels is met een lagere terugkeertijden gerekend, omdat dit de bereken wijze vereenvoudigd. Dit betekent dat voor de normen een hogere terugkeertijd wordt gebruikt voor $Q = 10$ l/s/m. In de berekeningen resulteert dit in een iets lagere kruinhoogte. Deze vereenvoudiging is dus (licht) conservatief.

Tabel B.1 Terugkeertijden waarmee de hoogte van de dijk wordt ingeschat zodat het verwachte debiet exact aan de eis van het kritieke debiet voldoet.

P_{eis}	$P_{GEKB:dsn}$	Terugkeertijd $Q = 10$ l/s/m
1/100	1/417	1/300
1/300	1/1250	1/1000
1/1000	1/4167	1/3000
1/3000	1/12500	1/10 000
1/10 000	1/41667	1/10 000
1/30 000	1/125000	1/100 000

Hydra-NL kan gebruikt worden om bij de kruinhoogte de terugkeertijd te bepalen. Hiervoor moet de berekende kruinhoogte bij $Q = 10$ l/s/m in Hydra-NL worden ingevoerd, en een nieuwe berekening worden uitgevoerd. Dit betekent dat voor iedere eis 1 berekening nodig is, en de berekeningen zijn hiermee lastig efficiënt uit te voeren. Daarom wordt er voor de filters gebruik gemaakt van een interpolatie tussen de terugkeertijden voor $Q = 0.1$ l/s/m. De benodigde kruinhoogte voor $Q = 0.1$ l/s/m wordt bepaald bij terugkeertijden 1/10, 1/30, 1/100 ... 1/30 000, 1/100 000. Samen met de berekende kruinhoogte voor $Q = 10$ l/s/m kan vervolgens via interpolatie de terugkeertijd van $Q = 0.1$ l/s/m worden ingeschat. Hierbij is een logaritmische interpolatie gebruikt.

De berekende terugkeertijd van $Q = 0.1$ l/s/m wordt voor de verschillende normen (oftewel de verschillende terugkeertijden van $Q = 10$ l/s/m) weergegeven voor de berekende dijksecties. Hieruit wordt een eenvoudige filter regel opgesteld. Aangezien de berekeningen langer duurt dan de berekening voor GEKB zijn enkele secties langs de trajecten uitgekozen, die een overzicht geven van de verwachte overgangskansen voor GEKB.

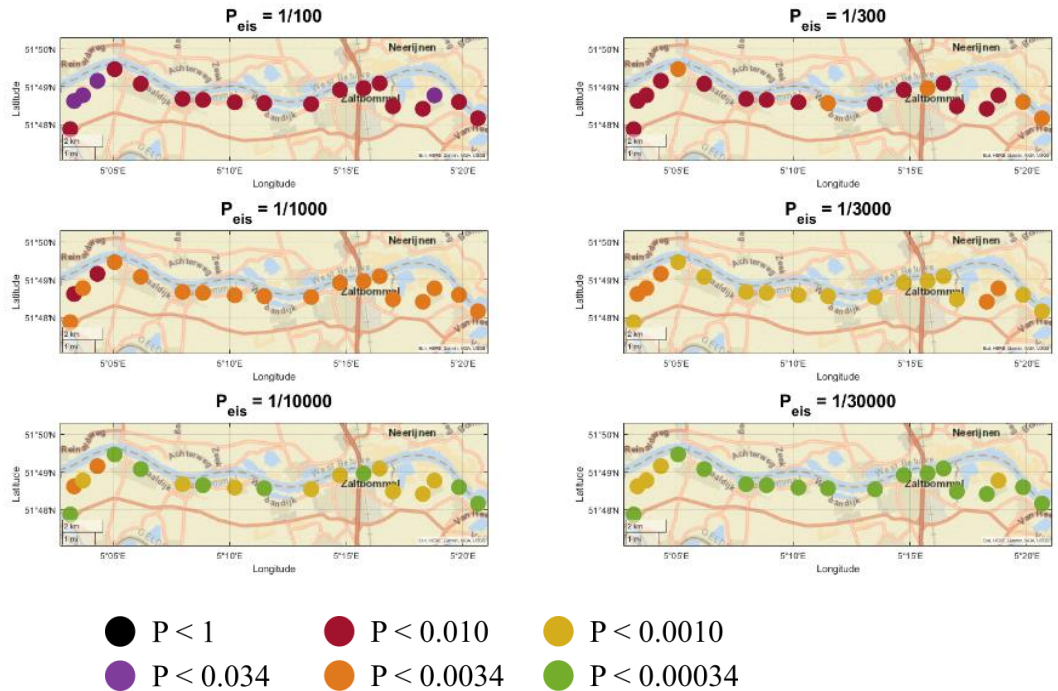
In paragraaf B.2.3 is met bovenstaande methode $P(GEKB | K, HW, F_L)$ bepaald voor verschillende dijksecties langs de Waal (de locatie van de voorbeeld casus), om een inschatting van de overgangskans te kunnen maken. De dijksecties zijn gegroepeerd in orde van grootte van $P(GEKB | K, HW, F_L)$ om tot een beslisregel te komen. Iedere stip in de afbeelding is een dijkprofiel uit Hydra-NL, die op basis van $P(GEBU | K, HW, F_L)$ met kleuren zijn gegroepeerd, zie bijvoorbeeld Figuur B.24. Doordat de hoogte van de dijk ingeschat wordt op basis van de norm van het traject, is voor iedere norm een aparte afbeelding gemaakt.

In de paragrafen B.2.4 tot en met B.2.7 is deze berekening voor verschillende dijktrajecten langs de andere rivieren uitgevoerd.

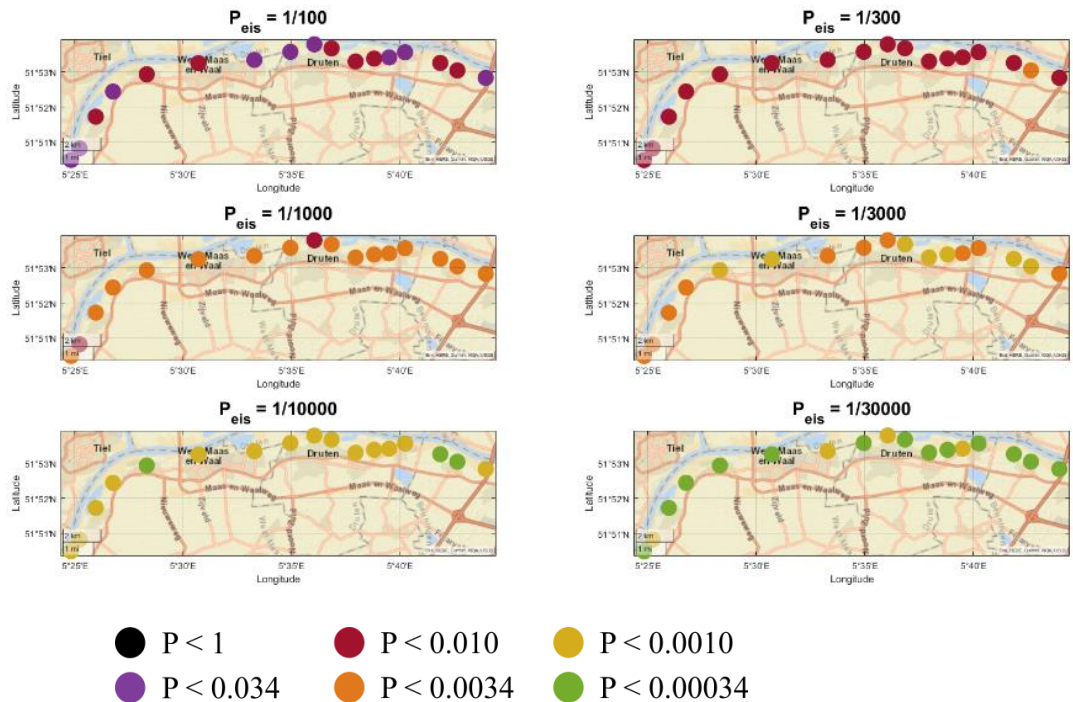
Optimalisatie

Leid voor specifieke dijksecties de terugkeertijd van $Q = 0.1$ l/s/m af, wanneer er verwacht wordt dat deze terugkeertijd veel lager is. Dit is nuttig bij weinig golfbelasting of een op hoogte over gedimensioneerde dijk. Deze berekening is eenvoudig in Hydra-NL, wanneer de dijksectie en het globale profiel bekend zijn. Daarnaast kan het nuttig zijn om meer overslagdebiet toe te staan wanneer er meer restbreedte beschikbaar is, maar nieuw onderzoek is nodig om te bevestigen welk overslag debiet toepasbaar is.

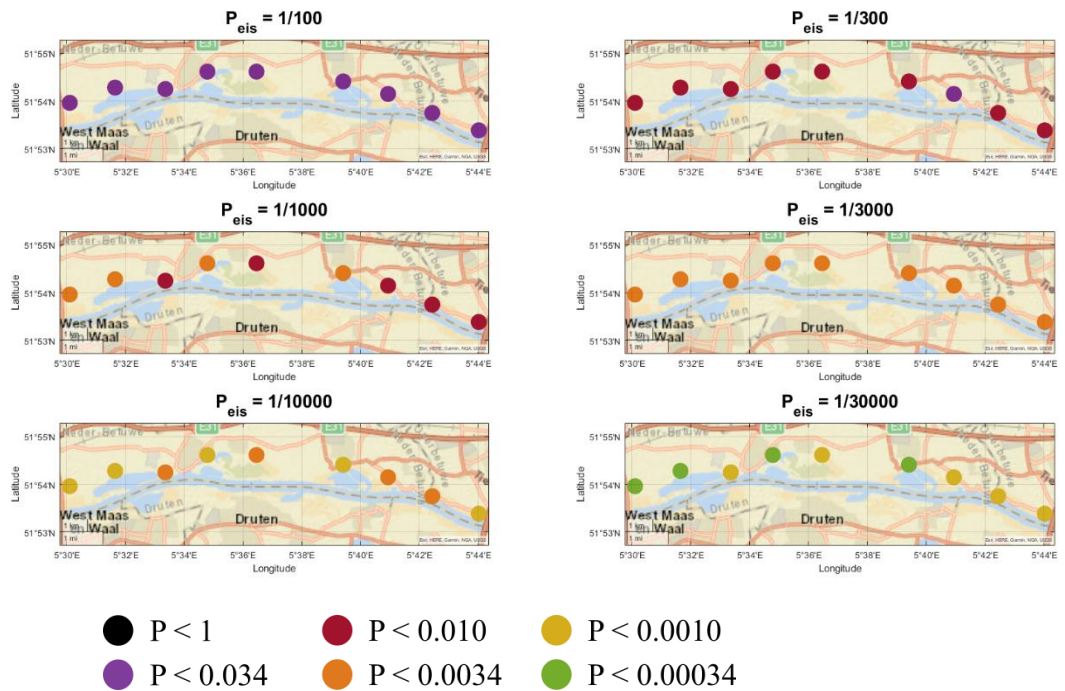
B.2.3 Waal



Figuur B.24 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 38-1.



Figuur B.25 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 41-2.



Figuur B.26 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 43-5.

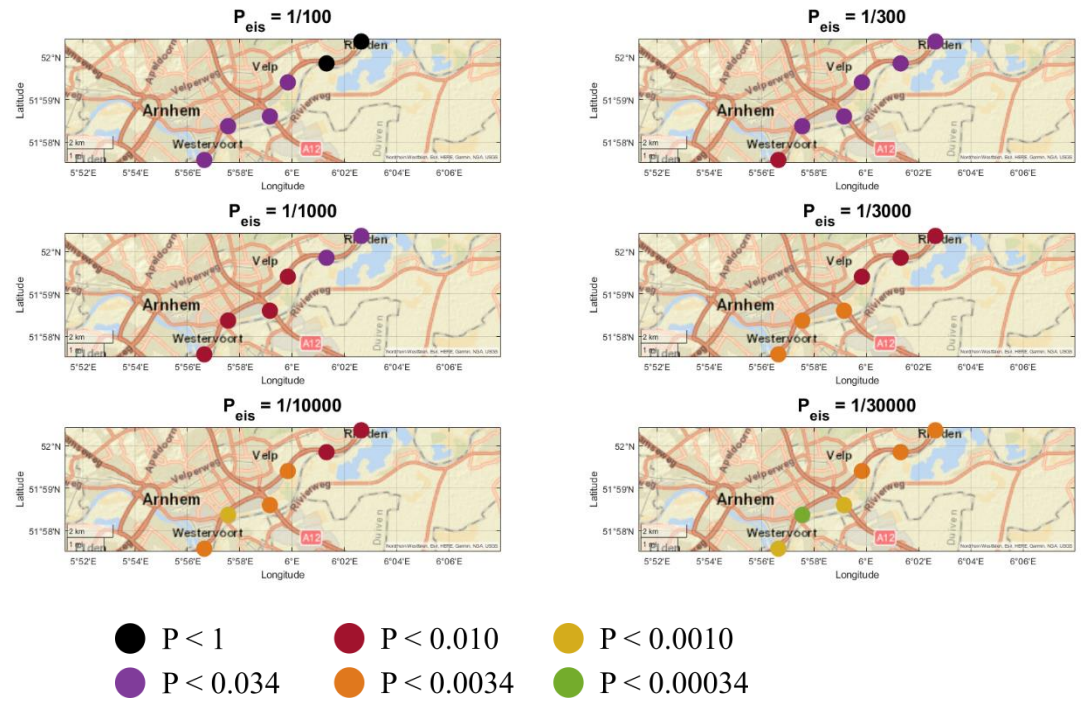
Besliscriteria Waal

Op basis van Figuur B.24 tot en met Figuur B.26 is de beslisregel in Tabel B.2 afgeleid. Vooral de norm van het traject heeft veel invloed op de overgangskansen voor GEKB. Het voorland blijkt minder effect te hebben, mogelijk doordat het voorland een ongeveer even groot effect heeft op $Q = 0.1$ l/s/m en $Q = 10$ l/s/m. De oriëntatie van de dijk kan de overgangskansen GEKB met een factor 3 verhogen of verlagen.

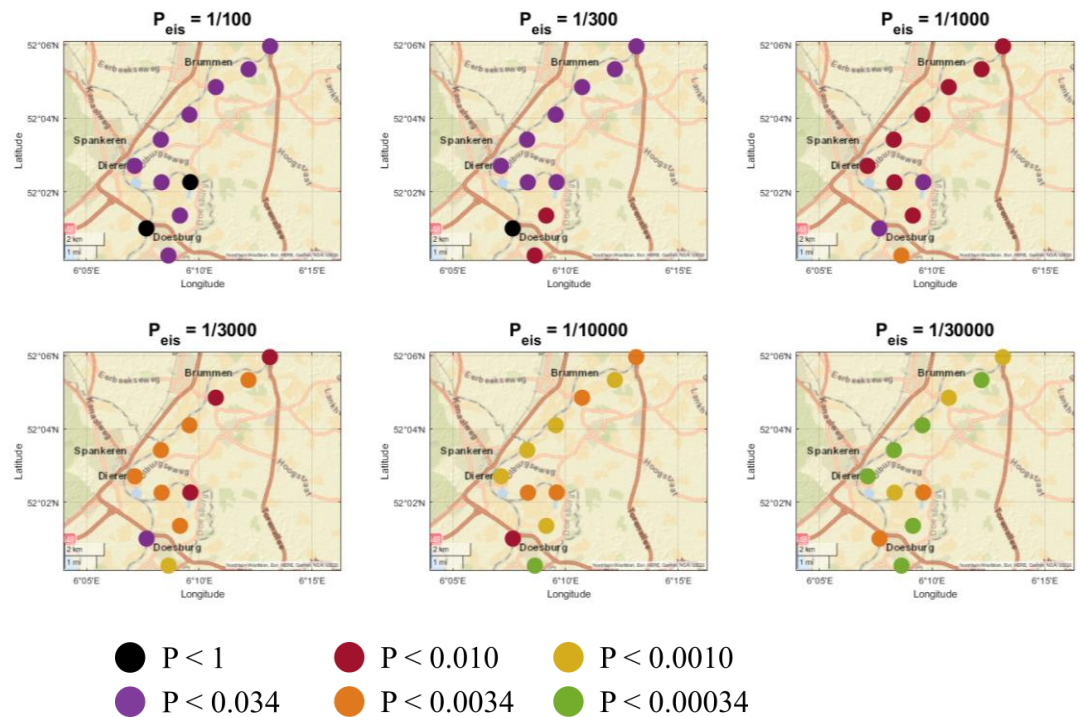
Tabel B.2 Beslisregel voor de overgangskansen GEKB door leiding falen voor de Waal.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.010	0.034
1/300	0.010	0.010
1/1000	0.0034	0.010
1/3000	0.0010	0.0034
1/10 000	0.0010	0.0034
1/30 000	0.00034	0.0010

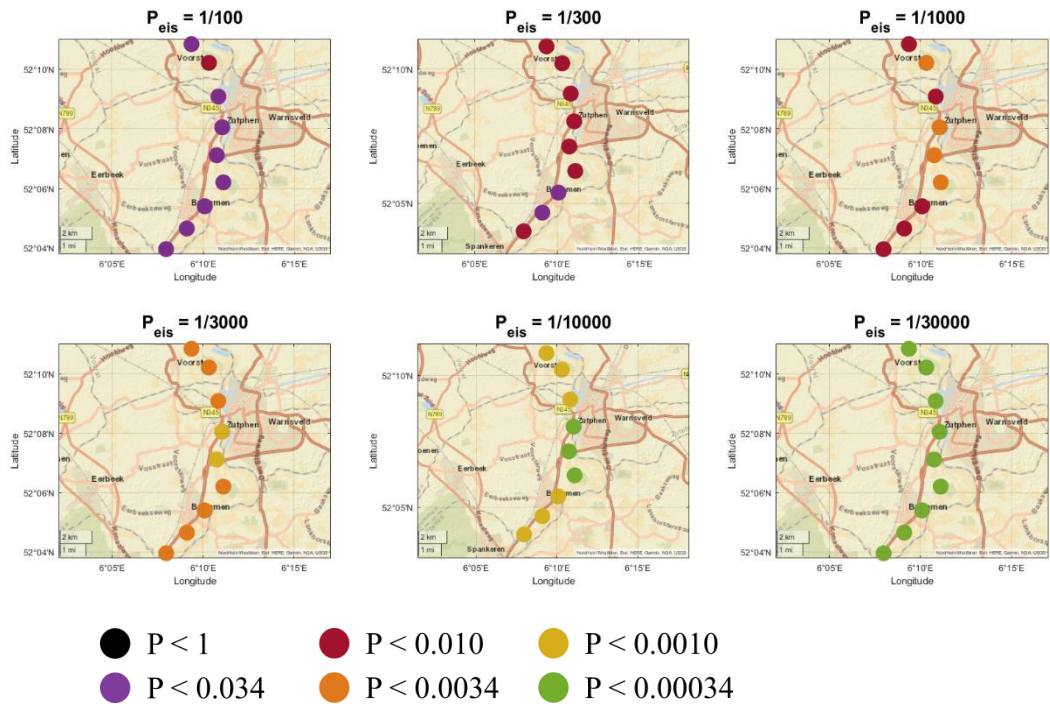
B.2.4 IJssel



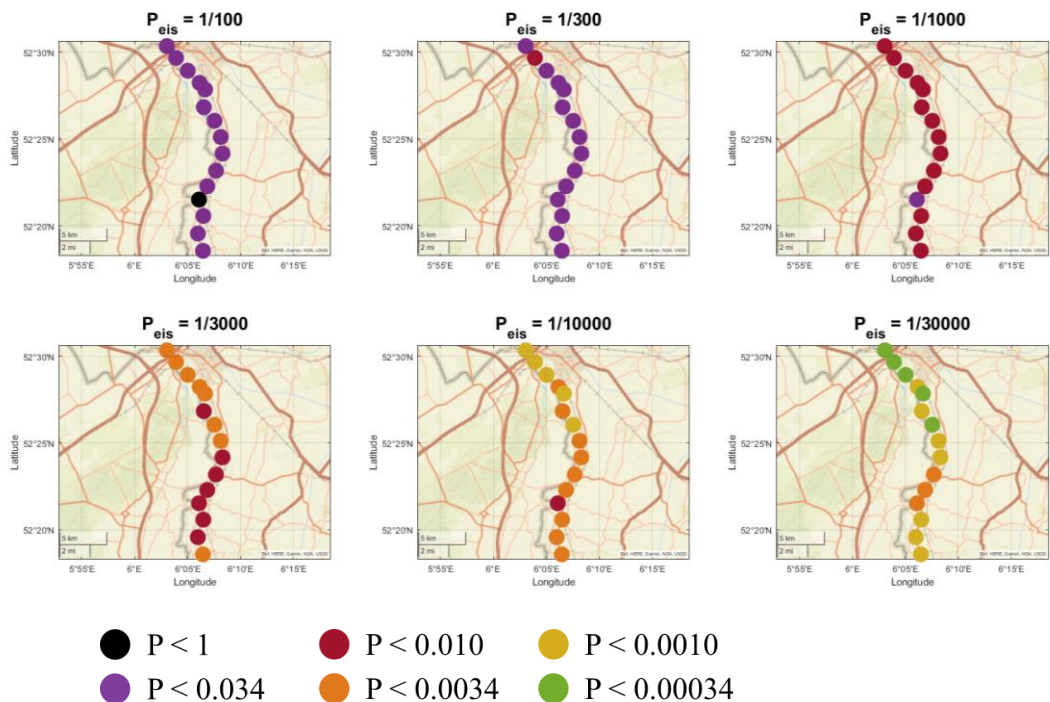
Figur B.27 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 47-1.



Figur B.28 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 49-2.



Figuur B.29 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 52-1 (westelijke zijde ijsse).



Figuur B.30 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 53-2 (oostelijke zijde ijsse).

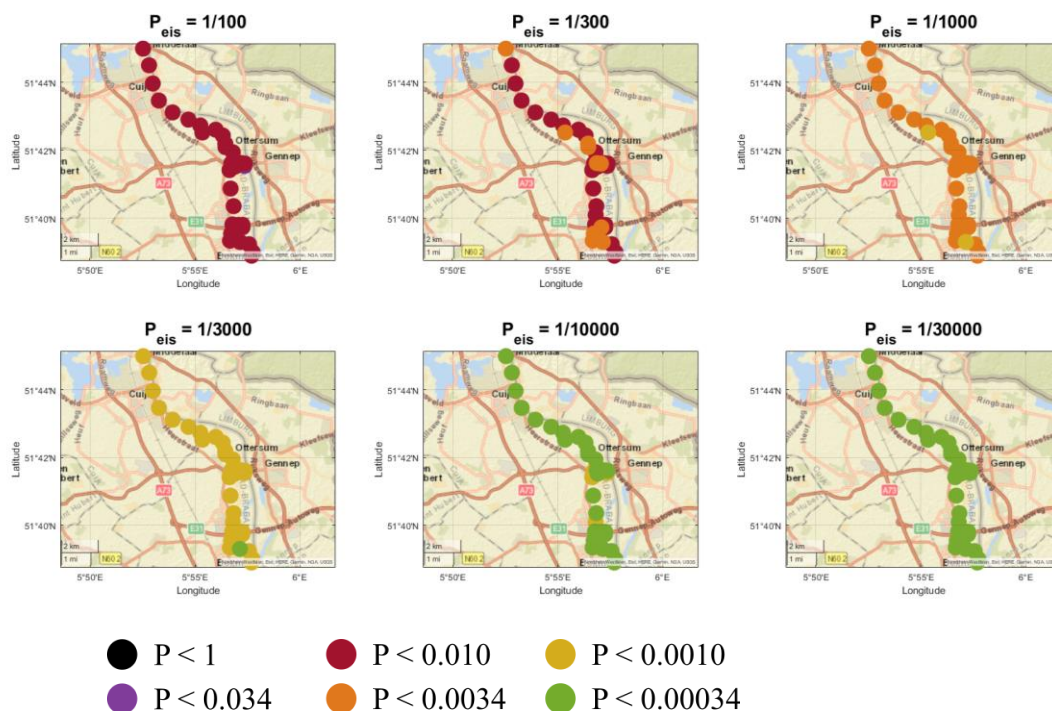
Beslisriteria IJssel

Op basis van Figuur B.27 tot en met Figuur B.30 is de beslisregel in Tabel B.3 afgeleid. Vooral de norm van het traject heeft veel invloed op de overgangskans voor GEKB. Het voorland blijkt minder effect te hebben, mogelijk doordat het voorland een ongeveer even groot effect heeft op $Q = 0.1$ l/s/m en $Q = 10$ l/s/m. De oriëntatie van de dijk kan de overgangskans GEKB met een factor 3 verhogen of verlagen.

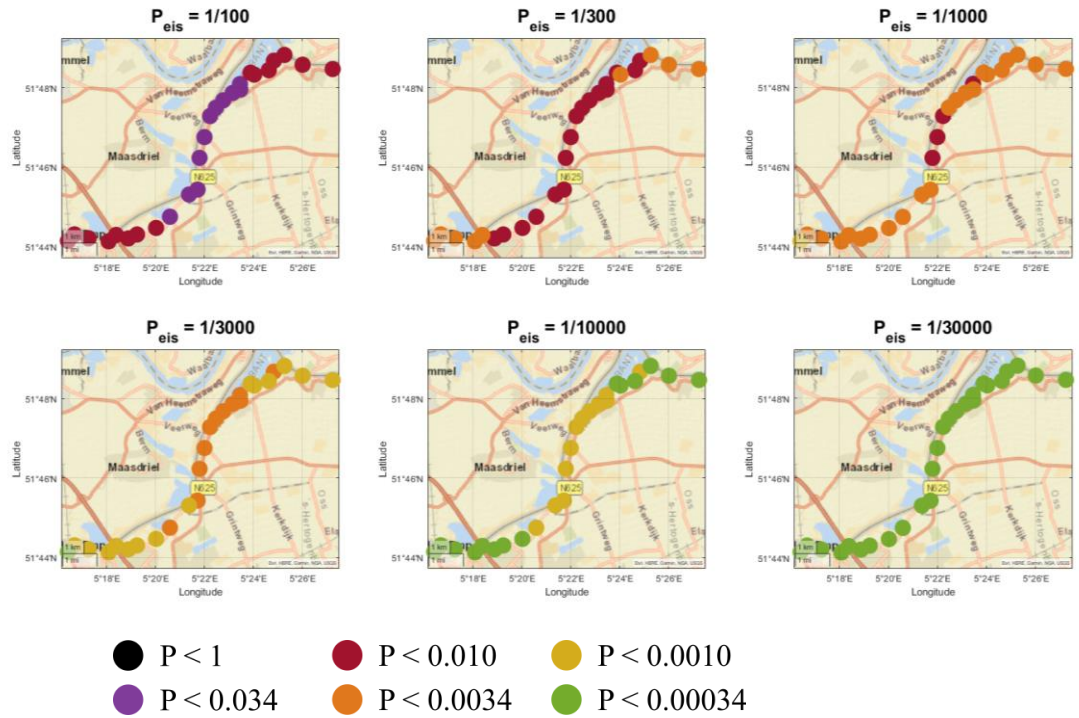
Tabel B.3 Beslisregel voor de overgangskans GEKB door leiding falen voor de IJssel.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.034	1.0
1/300	0.034	0.034
1/1000	0.010	0.010
1/3000	0.0034	0.010
1/10 000	0.0010	0.0034
1/30 000	0.00034	0.0034

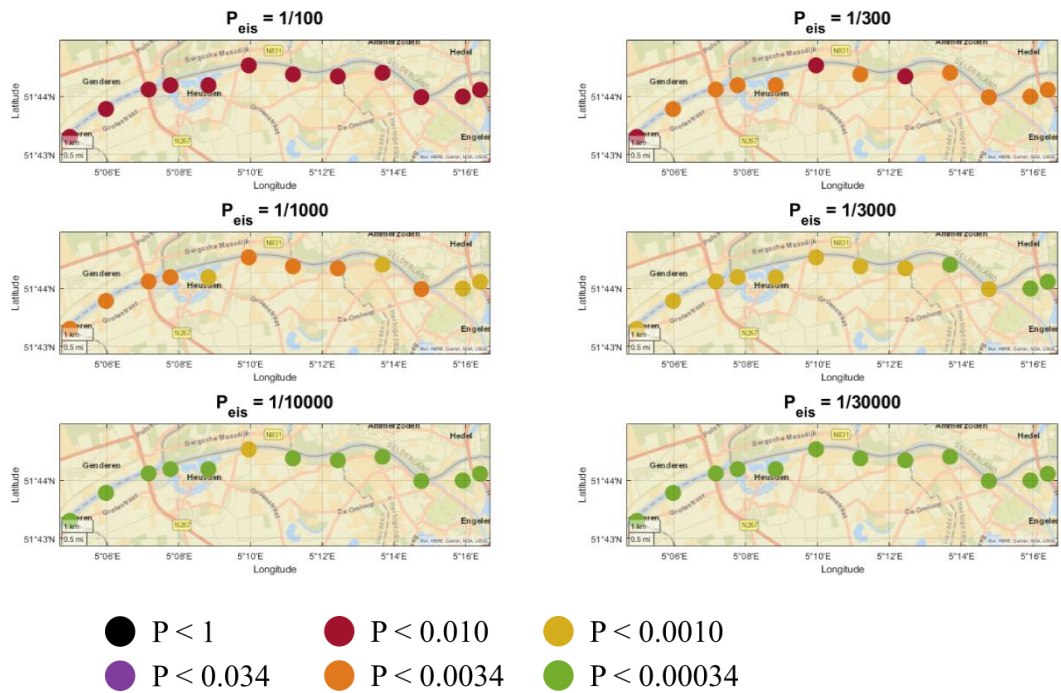
B.2.5 Maas



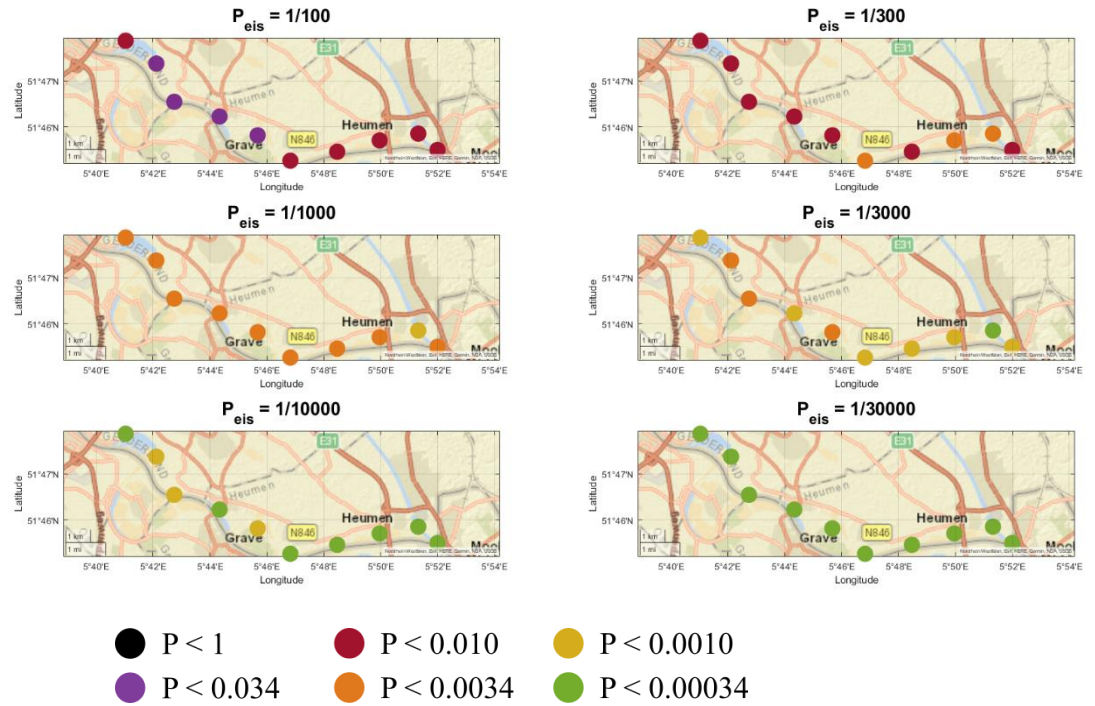
Figuur B.31 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 36-1.



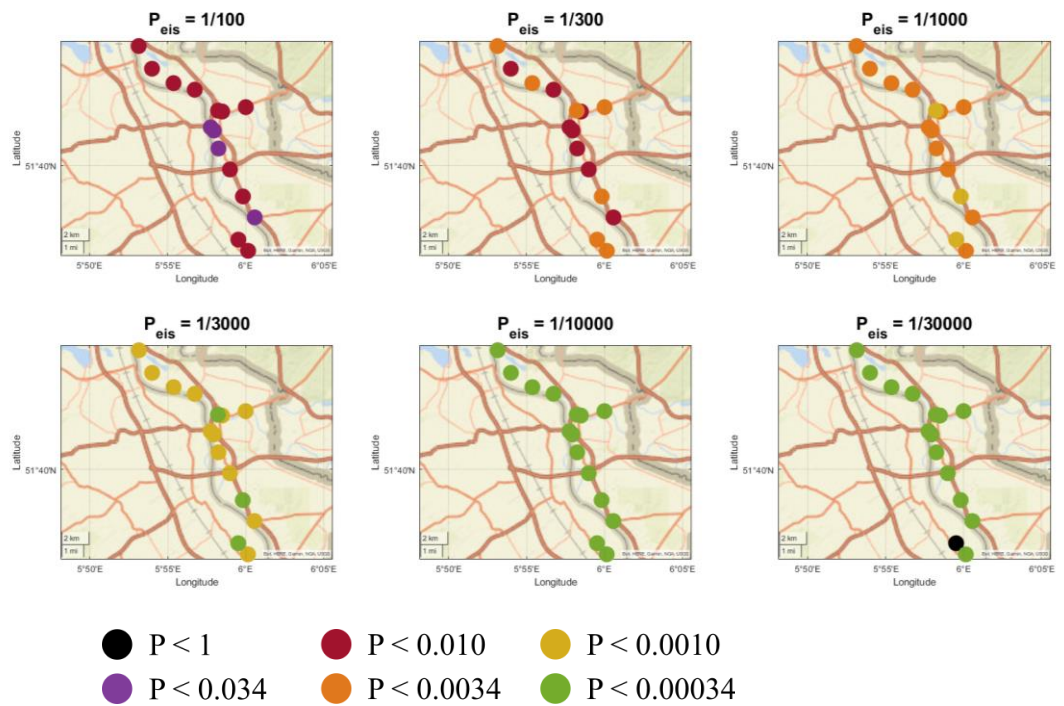
Figuur B.32 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 36-4.



Figuur B.33 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 36-5.



Figuur B.34 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 41-4.



Figuur B.35 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 54-1 tot 56-1.

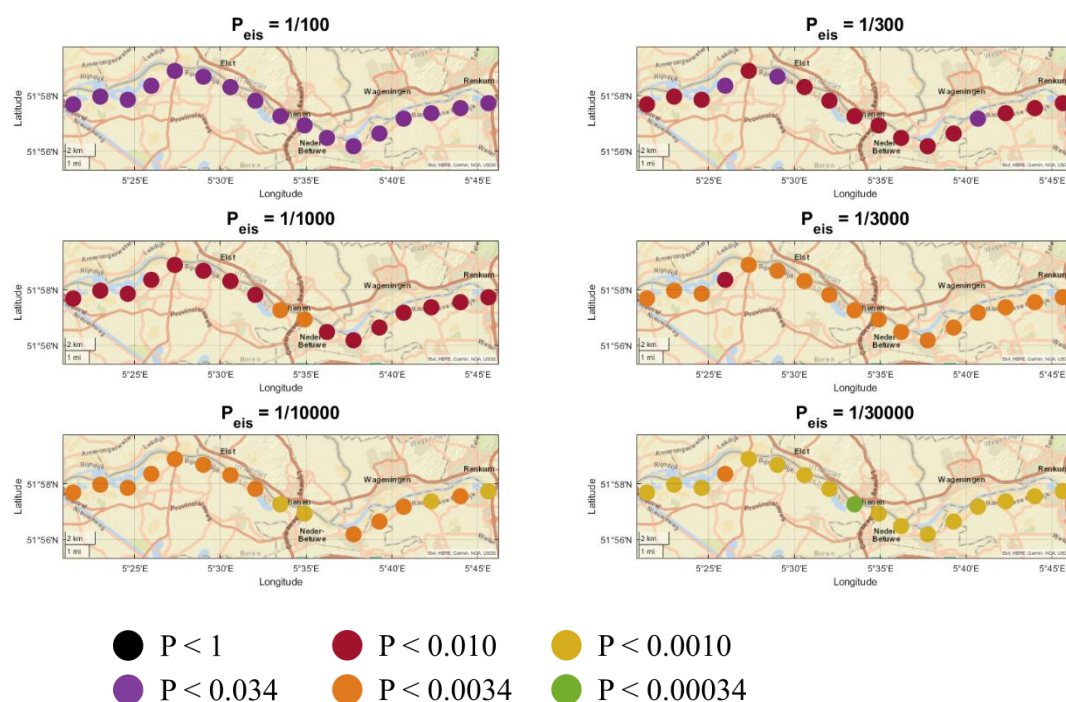
Besliscriteria Maas

Op basis van Figuur B.31 tot en met Figuur B.35 is de beslisregel in Tabel B.4 afgeleid. Vooral de norm van het traject heeft veel invloed op de overgangskans voor GEKB. Het voorland blijkt minder effect te hebben, mogelijk doordat het voorland een ongeveer even groot effect heeft op $Q = 0.1$ l/s/m en $Q = 10$ l/s/m. De oriëntatie van de dijk kan de overgangskans GEKB met een factor 3 verhogen of verlagen.

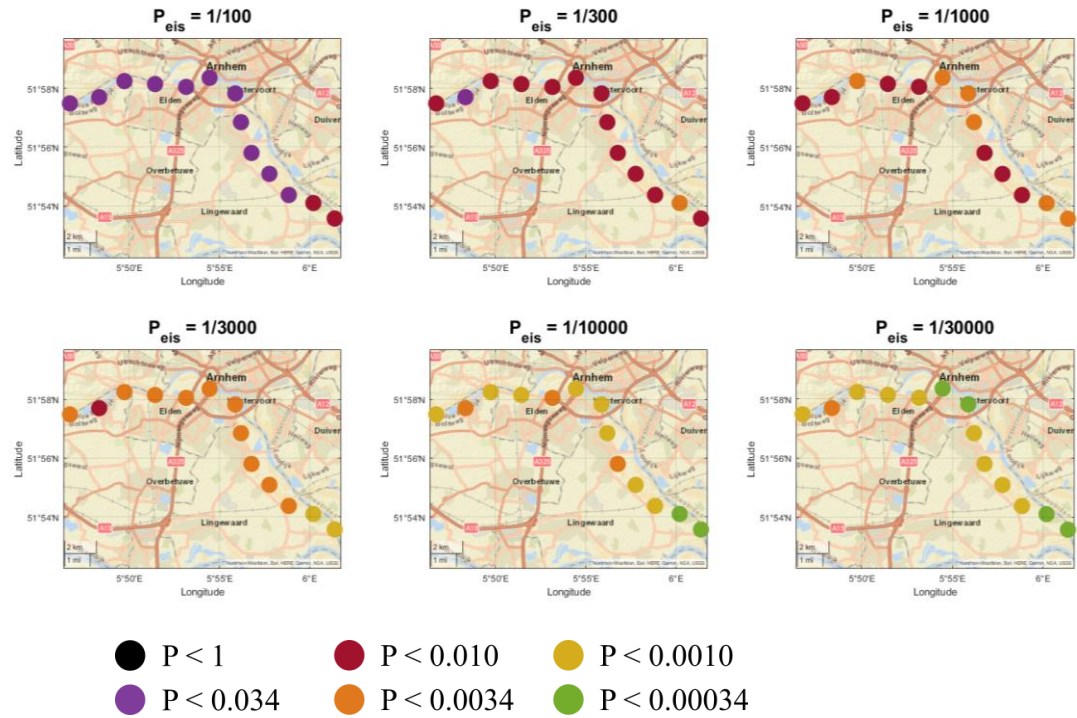
Tabel B.4 Beslisregel voor de overgangskans GEKB door leiding falen voor de Maas.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.010	0.034
1/300	0.010	0.010
1/1000	0.0034	0.010
1/3000	0.0010	0.0034
1/10 000	0.00034	0.0010
1/30 000	0.00034	0.00034

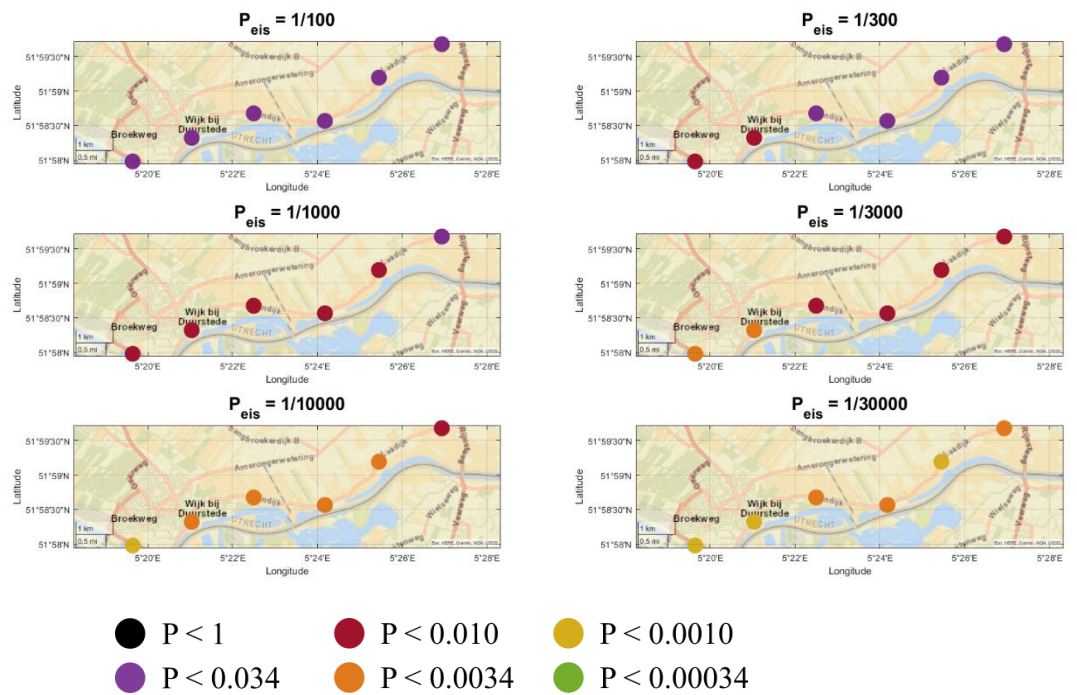
B.2.6 Neder-Rijn en Pannerdenschkanaal



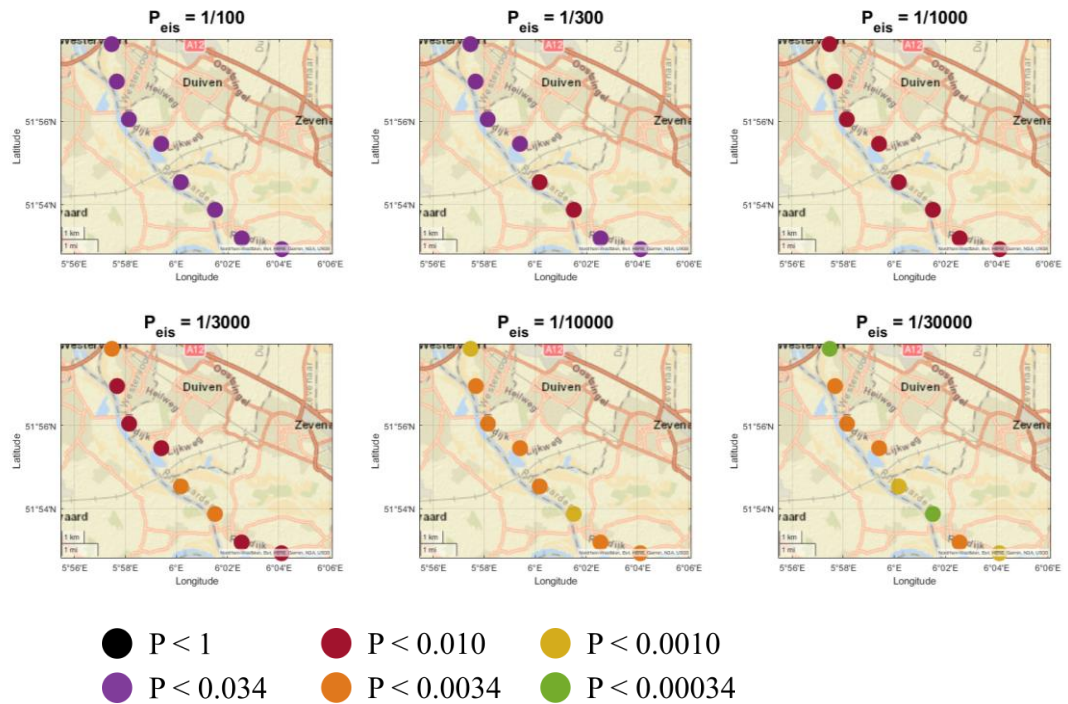
Figuur B.36 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 43-2.



Figuur B.37 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 43-3.



Figuur B.38 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 44-1.



Figuur B.39 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 48-1.

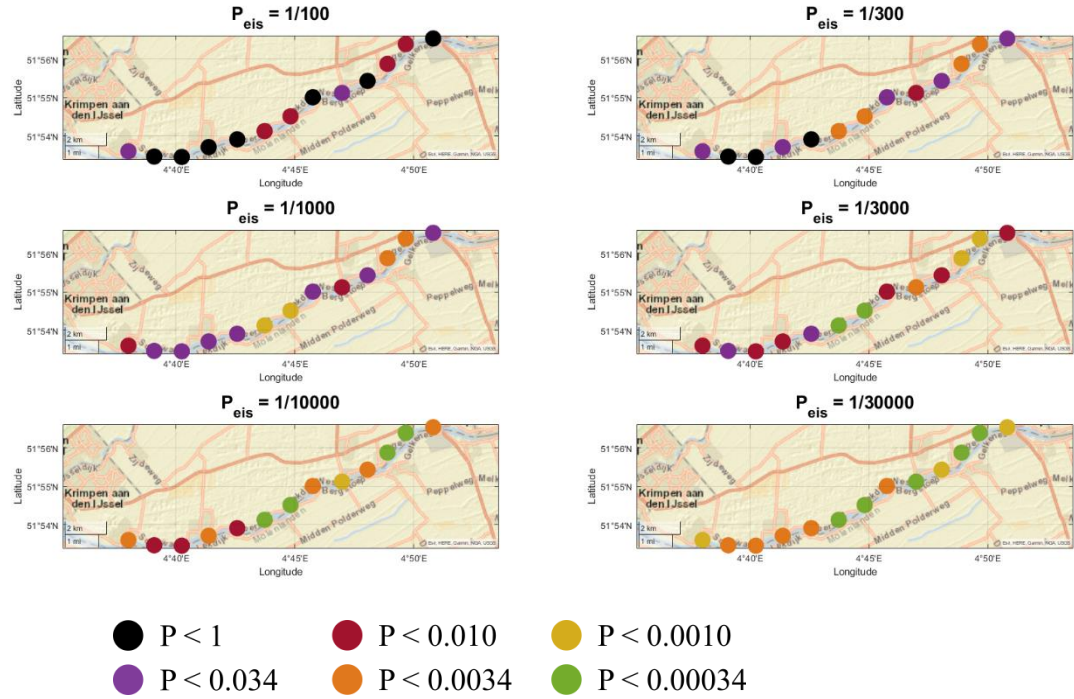
Beslisriteria Neder-Rijn en Pannerdenschkanaal

Op basis van Figuur B.36 tot en met Figuur B.39 is de beslisregel in Tabel B.5 afgeleid. Vooral de norm van het traject heeft veel invloed op de overgangskans voor GEKB. Het voorland blijkt minder effect te hebben, mogelijk doordat het voorland een ongeveer even groot effect heeft op $Q = 0.1$ l/s/m en $Q = 10$ l/s/m. De oriëntatie van de dijk kan de overgangskans GEKB met een factor 3 verhogen of verlagen.

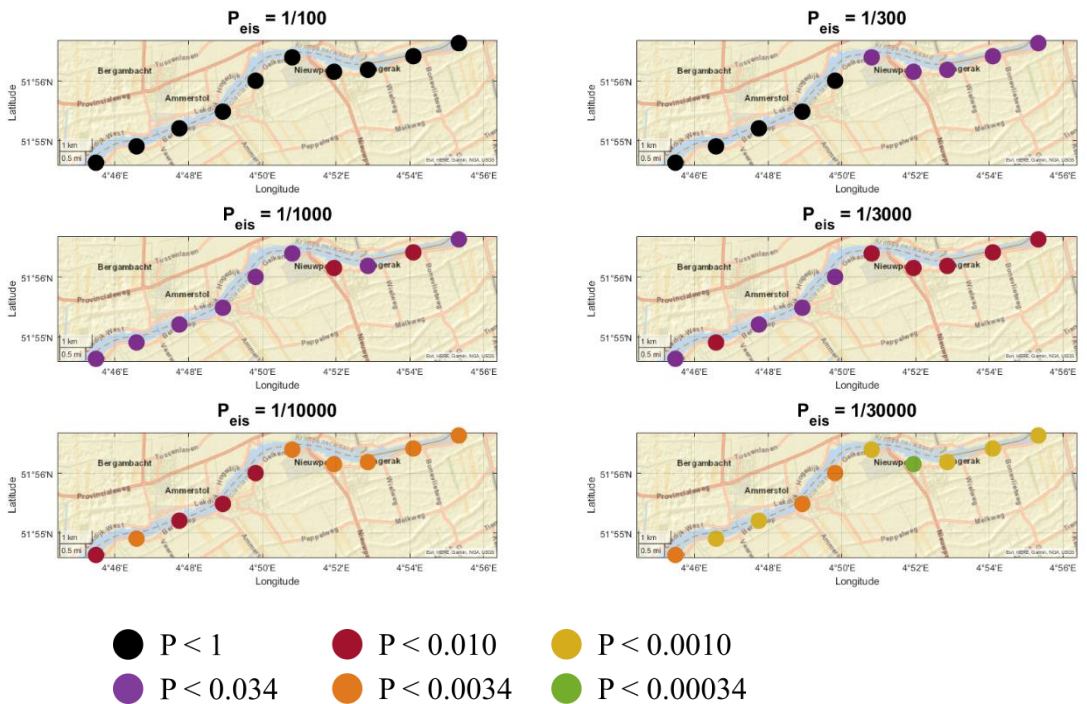
Tabel B.5 Beslisregel voor de overgangskans GEKB door leiding falen voor de Neder-Rijn en het Pannerdenschkanaal.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$	$P(GEKB K, HW, F_L)$
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	0.034	0.034
1/300	0.010	0.034
1/1000	0.010	0.010
1/3000	0.0034	0.010
1/10 000	0.0034	0.0034
1/30 000	0.0010	0.0034

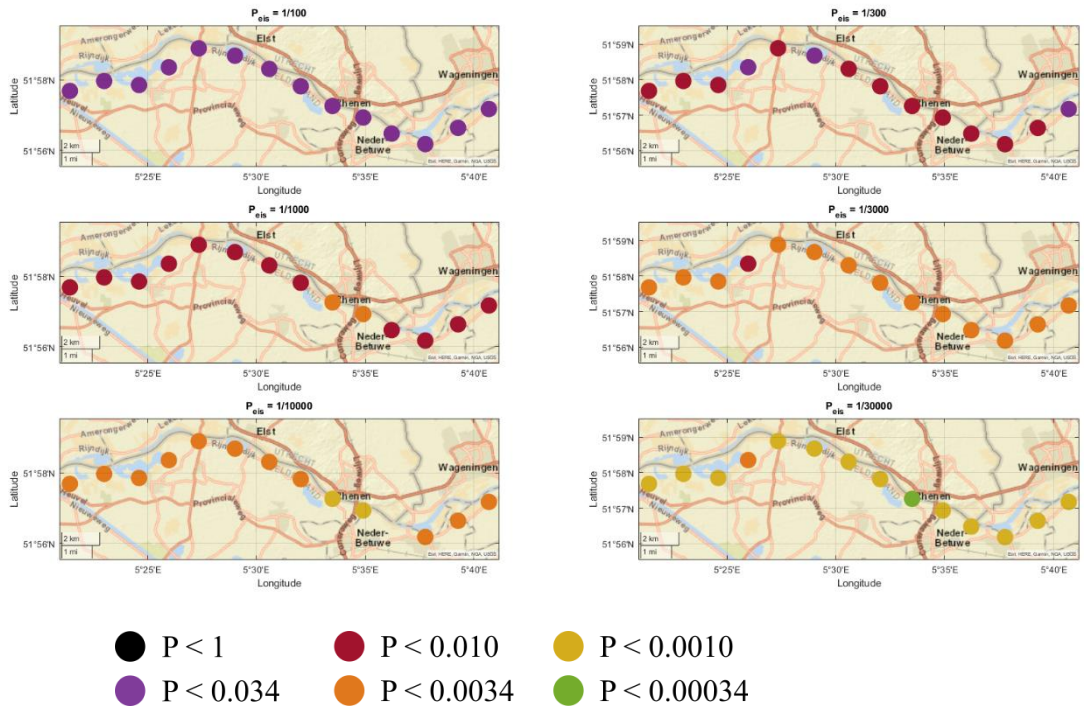
B.2.7 Lek



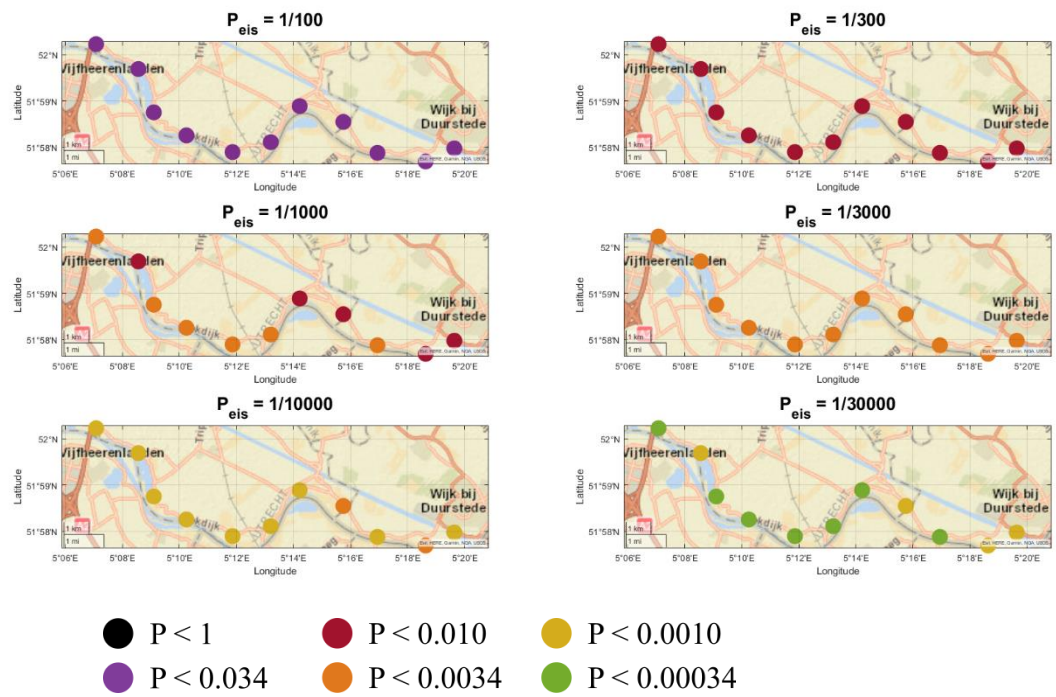
Figuur B.40 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 15-2.



Figuur B.41 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 16-3.



Figuur B.42 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 43-2.



Figuur B.43 Overgangskansen voor GEKB na leiding falen voor dijktraject 44-1.

Besliscriteria Lek

Op basis van Figuur B.40 tot en met Figuur B.43 is de beslisregel in Tabel B.6 afgeleid. Vooral de norm van het traject en de locatie in het boven of benedenstrooms gebied heeft veel invloed op de overgangskans voor GEKB. Het voorland blijkt minder effect te hebben, mogelijk doordat het voorland een ongeveer even groot effect heeft op $Q = 0.1$ l/s/m en $Q = 10$ l/s/m. De oriëntatie van de dijk kan de overgangskans GEKB met een factor 3 verhogen of verlagen.

Tabel B.6 Beslisregel voor de overgangskans GEKB door leiding falen voor de Lek.

P_{eis}	$P(GEKB K, HW, F_L)$			
	Benedenstrooms		Bovenstrooms	
Dijkrichting Normaal richting water	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z	N, NO, O en ZO	NW, W, ZW, Z
1/100	1.0	1.0	0.034	0.034
1/300	0.034	1.0	0.010	0.034
1/1000	0.034	0.034	0.0034	0.010
1/3000	0.0010	0.034	0.0034	0.0034
1/10 000	0.0034	0.010	0.0010	0.0034
1/30 000	0.0010	0.0034	0.00034	0.0010

B.3 Piping

B.3.1 Proces

Het piping proces na het ontstaan van een krater is sterk afhankelijk van de locatie van de krater. Drie scenario's worden daarom beschreven.

Piping in het achterland

Indien een krater ontstaat in het achterland (de leiding ligt in piping zone III), kan deze krater als een nieuw uittrede punt fungeren. De grondwaterstroming zal hierbij (in 3D) naar dit nieuwe uittrede punt toe trekken. In de huidige methodiek voor piping zonder krater wordt een kwel gemodelleerd, die tevens de grondwaterstroming naar zich toe zal trekken. De modellering van een kwel komt hiermee overeen met het piping proces richting een krater, en wordt daarom hier hergebruikt. De locatie van de krater wordt hierbij als uittrede punt gezien.

Piping in de berm

Indien een krater ontstaat in de berm kan deze krater als een nieuw uittrede punt optreden. De kwelweglengte en aanwezige dikte van de deklaag verandert door de krater (ten opzichte van het originele uittrede punt). Een krater kan dus gezien worden als het ontstaan van een kwel in de berm. Indien opdrijven, opbarsten van de berm ter plaatse van de krater kan plaatsvinden kan hierdoor een kwel ontstaan. Er is gekozen om dit proces ook met de standaard methodiek toegepast voor het piping proces te modelleren, waarbij de krater als nieuw uittrede punt fungeert.

Piping in het voorland

Indien een krater ontstaat in het voorland (de leiding ligt in piping Zone I) kan deze krater als nieuw intrede punt fungeren. Dit geval is enkel relevant wanneer de krater bijna de gehele deklaag in het voorland doorbreekt, omdat in dit geval de grondwaterstroming kan wijzigen. De grondwaterstroming wordt lokaal gewijzigd, en daarom is het in 3D niet duidelijk wat het effect is van een krater in het voorland. De onzekerheid in 3D grondwaterstroming en de lengte van de krater maken het op dit moment niet mogelijk om dit effect in te schatten. Er wordt verwacht dat bij kleine kraters de verwachte impact klein is. Verder onderzoek is noodzakelijk om het 3D effect in te kunnen schatten.

Een berekening met de originele piping methodiek met een verplaatst intrede punt naar de krater kan als conservatief worden gezien, omdat de grondwaterstroming minder wordt beïnvloed.

B.3.2 Overgangskans

De filterregels voor piping zijn afgeleid op basis van een conservatief piping berekening, waarbij een nieuw intrede of uittrede punt optreedt door een krater. Er is uitgegaan van een waterstand in de watervoerend zandlaag die gelijk is aan de norm buitenwaterstand. De buitenwaterstand is 1 m onder de kruin van dijk aangenomen. Deze waterstand is conservatief. In de berekeningen zijn de overgebleven kwelweglengte en deklaag dikte bij het uittrede punt als variabel genomen. De gebruiker kan daardoor deze waarden als invoer van het filter gebruiken.

Er is gekozen voor conservatieve eigenschappen van de ondergrond. Dit betekent dat in het scenario is gerekend met een hoge doorlatendheid ($K = 50$ m/dag), een dikte van de doorlatende zandlaag van 20 m, en een korrel diameter van $d_{70} = 0.0003$ m. Het combineren van een hoge doorlatendheid met een nog kleinere korrel diameter is onnodig conservatief, aangezien deze situatie zeer onwaarschijnlijk is door de correlatie tussen de parameters. Een gemiddelde doorlatendheid met een kleinere korrel diameter is minder conservatief dan de beschouwde situatie. Bij het afleiden van de rekenregels is voornamelijk terugschrijdende

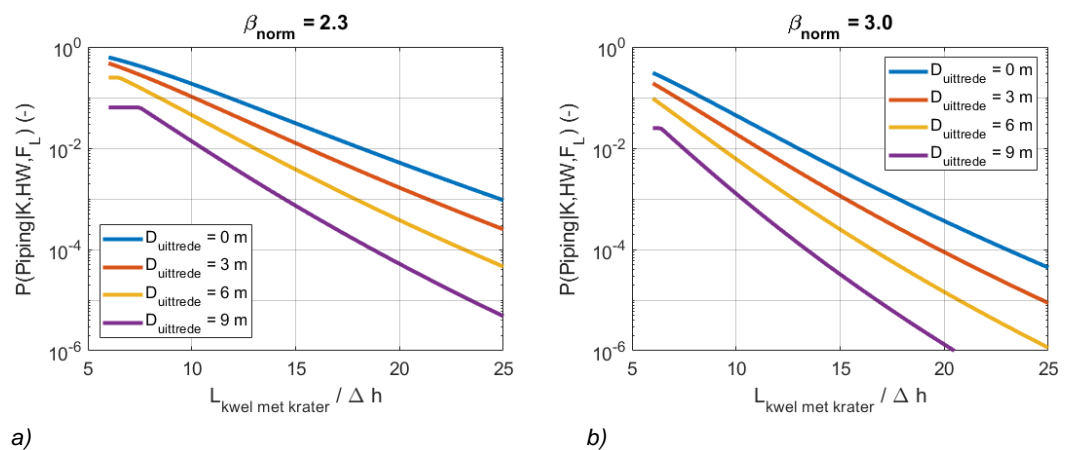
erosie beschouwd, aangezien dit in vrijwel alle gevallen de cruciale schakel in het systeem is, zeker met de conservatieve aannames. Enkel voor dikke dekklagen en zeer korte kwelweglengtes geven de mechanismes uplift en/of opbarsten lagere overgangskansen.

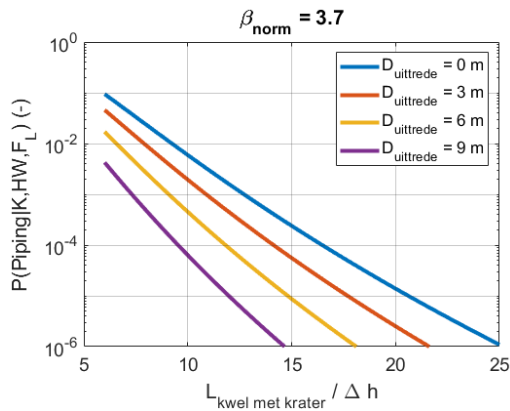
Doordat de kalibratie formules voor het berekenen van een faalkans voor piping op basis van een deterministische som afhankelijk zijn van de norm van het dijk traject, zijn de beslisregels afhankelijk van de norm. Hiervoor zijn de normen in drie groepen ingedeeld, zoals weergegeven in Tabel B.7. Deze benadering is conservatief, voornamelijk voor de normen 1/300, 1/3000 en 1/30 000, maar zorgt voor begrijpbare rekenregels die in veel gevallen tot goedkeuren van de leiding kunnen leiden. Voor de groepen is ook een inschatting gegeven van de overgangskans piping die bij de verwachte leidingfaalkansen tot goedkeuren zullen leiden, op basis van Figuur 3.1 en Figuur 3.3.

Tabel B.7 Indeling van de normen in beta groepen voor de piping beslis criteria.

P_{eis}	β_{norm}	$P_{f,norm}$	Inschatting maximaal toelaatbare faalkans $P(\text{Piping} K, HW, F_L)$
1/100	2.3	0.011	10^{-3} tot 1.0
1/300	2.3	0.011	10^{-3} tot 1.0
1/1000	3.0	0.0013	10^{-4} tot 10^{-1}
1/3000	3.0	0.0013	10^{-4} tot 10^{-1}
1/10 000	3.7	0.00011	10^{-5} tot 10^{-2}
1/30 000	3.7	0.00011	10^{-5} tot 10^{-2}

Voor het filter is de overgangskans piping berekend voor een 8 meter hoge dijk, met een waterstand van 7 m. In de grafieken is de kwelweglengte relatief aan de hoogte van de dijk. Voor een lagere dijk is deze benadering conservatief. Dit komt door een niet lineair verband tussen de faalkans, kwelweglengte en dijkhoogte. Met Figuur B.44 kan de faalkans worden bepaald wanneer een relatieve overgebleven kwelweglengte, de norm van het traject en de overgebleven dikte van de deklaag bekend zijn. De kwelweglengte met krater en de dikte van de deklaag bij het uittrede punt kunnen per situatie berekend worden (zie de paragrafen B.3.3, B.3.4, B.3.5).





c)

Figuur B.44 Overgangskans overstrooming door piping gegeven een niet herstelde krater door leiding falen voor 3 verschillende norm groepen: a) $\beta_{norm} = 2.3$ geldend voor $P_{eis} = 1/100$ en $1/300$, b) $\beta_{norm} = 3.0$ geldend voor $P_{eis} = 1/1000$ en $1/3000$, c) $\beta_{norm} = 3.7$ geldend voor $P_{eis} = 1/10000$ en $1/30000$

Optimalisatie

Het gebruik van de conservatieve vergelijkingen voor piping is eenvoudig wanneer een code, excel sheet of (eenvoudige) software beschikbaar is waarin enkel de invoer gegevens zoals kwelweglengte, deklaagdikte en eventueel de eigenschappen van de watervoerende zandlaag ingevoerd hoeven worden. Hiermee kan gemakkelijker de overgangskans voor piping worden ingeschat, en eventueel worden geoptimaliseerd door minder conservatieve aannames te nemen.

B.3.3 Piping in het achterland

Indien een krater ontstaat in het achterland, kan deze krater als een nieuw uittrede punt fungeren. De kwelweglengte en aanwezige dikte van de deklaag verandert dan door de krater. De krater kan verder bij de dijk vandaan liggen dan het originele uittredepunt. De kwelweglengte kan hierdoor toenemen. In dit geval kunnen de grafieken en formules nog steeds gebruikt worden.

$$L_{kwel\ met\ krater} = x_L - \frac{2}{3} R_{krater} - x_{BUT} + L_{voorland} \quad (B.4)$$

$$D_{uittrede} = \max(0; D_{deklaag} - D_{krater}) \quad (B.5)$$

De kwel weglengte wordt bepaald als de afstand vanaf de krater tot aan het einde van het voorland. Doordat de krater vorm ongeveer ellips vormig is, is er aangenomen dat de meest kritieke situatie op ongeveer 2/3 krater radius vanaf de leiding ontstaat. De diepte van de krater is hier (op basis van een ellips vorm) ongeveer 75% van zijn maximale diepte. Als conservatieve aanname, wordt er in vergelijking (B.5) gerekend met een diepte van de krater van 100% van het maximum.

Er kan logaritmisches geïnterpoleerd worden op de grafieken in Figuur B.44 om de juiste faalkans bij de juiste dikte in te schatten. Alternatief kan de lijn gekozen worden waarbij $D_{uittrede}$ kleiner of gelijk is aan de overgebleven deklaagdikte.

B.3.4 Piping in de berm

Indien een krater ontstaat in de berm kan deze krater als een nieuw uittrede punt fungeren. De kwelweglengte en aanwezige dikte van de deklaag veranderd door de krater. De krater kan

boven de deklaag liggen, waardoor de deklaag dikte toeneemt. In dit geval kunnen de grafieken en formules nog steeds gebruikt worden.

$$L_{\text{kwel met krater}} = x_L - \frac{2}{3} R_{\text{krater}} - x_{\text{BUT}} + L_{\text{voorland}} \quad (\text{B.6})$$

$$D_{\text{uittrede}} = \max(0; D_{\text{berm}} + D_{\text{deklaag}} - D_{\text{krater}}) \quad (\text{B.7})$$

Er kan logaritmisches geïnterpoleerd worden op de grafieken in Figuur B.44 om de juiste faalkans bij de juiste dikte in te schatten. Alternatief kan de lijn gekozen worden waarbij D_{uittrede} kleiner of gelijk is aan de overgebleven deklaagdikte.

B.3.5 Piping in het voorland

Indien een krater ontstaat in het voorland kan deze krater als nieuw intrede punt fungeren. Dit geval is enkel relevant wanneer de krater bijna de gehele deklaag in het voorland doorbreekt. Als aanname wordt hiervoor aangenomen dat dit mechanisme enkel optreedt wanneer:

$$D_{\text{intrede}} = D_{\text{voorland}} - D_{\text{krater}} < 0.5 \text{ m} \quad (\text{B.8})$$

In dit geval kan de kwelweglengte en als volgt worden berekend:

$$L_{\text{kwel met krater}} = x_{\text{BIT}} - x_L - \frac{2}{3} R_{\text{krater}} \quad (\text{B.9})$$

$$D_{\text{uittrede}} = D_{\text{deklaag}} \quad (\text{B.10})$$

Indien er een sloot in de buurt van de dijk ligt kan deze sloot mogelijk als uittrede punt optreden. In dat geval moet ook deze situatie beoordeeld worden, waarbij de kwelweglengte en deklaag dikte gewijzigd worden:

$$L_{\text{kwel met krater}} = x_{\text{sloot}} - x_L - \frac{2}{3} R_{\text{krater}} \quad (\text{B.11})$$

$$D_{\text{uittrede}} = D_{\text{deklaag}} - D_{\text{sloot}} \quad (\text{B.12})$$

Er kan logaritmisches geïnterpoleerd worden op de grafieken in Figuur B.44 om de juiste faalkans bij de juiste dikte in te schatten. Alternatief kan de lijn gekozen worden waarbij D_{uittrede} kleiner of gelijk is aan de overgebleven deklaagdikte.

B.3.6 Grafieken in tabelvorm

Als alternatief op het aflezen van de grafieken, kunnen de waardes ook uit tabellen worden afgelezen. De waardes zijn afgerond. Hiervoor kunnen de faalkansen uit Tabel B.8, Tabel B.9 en Tabel B.10 gebruikt worden (gebruik de juiste tabel afhankelijk van de norm van het traject).

Tabel B.8 Benodigde relatieve kwel weg lengte $L_{\text{kwel met krater}} / \Delta h$ voor de overgangskans piping gegeven een niet herstelde krater voor $\beta_{\text{norm}} = 2.3$. Deze tabel is geldend voor $P_{\text{eis}} = 1/100$ en $1/300$.

$P(\text{Piping} K, HW, F_L)$	$D_{\text{uitrede}} = 0$	$D_{\text{uitrede}} = 3$	$D_{\text{uitrede}} = 6$	$D_{\text{uitrede}} = 9$
1.0	0	0	0	0
10⁻¹	12	10	8.5	7
10⁻²	18	15.6	13	10.5
10⁻³	25	21.5	18	14.5

Tabel B.9 Benodigde relatieve kwel weg lengte $L_{\text{kwel met krater}} / \Delta h$ voor de overgangskans piping gegeven een niet herstelde krater voor $\beta_{\text{norm}} = 3.0$. Deze tabel is geldend voor $P_{\text{eis}} = 1/1000$ en $1/3000$.

$P(\text{Piping} K, HW, F_L)$	$D_{\text{uitrede}} = 0$	$D_{\text{uitrede}} = 3$	$D_{\text{uitrede}} = 6$	$D_{\text{uitrede}} = 9$
10⁻¹	8.5	7.5	6	6
10⁻²	13	11	9.5	7.5
10⁻³	18	15.5	13.0	10.5
10⁻⁴	23	20	16.5	13.5

Tabel B.10 Benodigde relatieve kwel weg lengte $L_{\text{kwel met krater}} / \Delta h$ voor de overgangskans piping gegeven een niet herstelde krater voor $\beta_{\text{norm}} = 3.7$. Deze tabel is geldend voor $P_{\text{eis}} = 1/10000$ en $1/30000$.

$P(\text{Piping} K, HW, F_L)$	$D_{\text{uitrede}} = 0$	$D_{\text{uitrede}} = 3$	$D_{\text{uitrede}} = 6$	$D_{\text{uitrede}} = 9$
10⁻²	9.5	8	6.5	6
10⁻³	13	11	9.5	7.5
10⁻⁴	16.5	14.5	12.0	9.5
10⁻⁵	21	18	15.0	12.0

B.4 Macro-instabiliteit

B.4.1 Proces

Een krater in het achterland zorgt lokaal voor een afname van het weerstandsmoment. De krater verlaagd lokaal het gewicht van het uittredende glijvlak (een afname van de weerstand tegen macro-instabiliteit). Het lagere gewicht zorgt tevens voor een lagere grondspanning onder de krater, waardoor de sterkte afneemt. In de doorsnede waar de krater zich bevindt zal er daarom een significant lagere weerstand zijn tegen macro-instabiliteit.

Het effect van een krater is sterk afhankelijk van de oorspronkelijke vorm van het glijvlak. Indien de krater zich in het oorspronkelijke glijvlak bevindt zal het weerstandsmoment het meeste afnemen. Als de krater zich niet bevindt in het oorspronkelijke glijvlak, is verplaatsing van het glijvlak nodig om het effect van de krater te merken. De afname van het weerstandsmoment is in dit geval kleiner, omdat de weerstand van dit glijvlak zonder krater hoger is dan de weerstand van het kritieke glijvlak. Bijvoorbeeld, als de krater verder in het achterland ligt terwijl het oorspronkelijke glijvlak bij de teen uittreedt, neemt de lengte van het glijvlak met krater toe. De weerstand zal hierdoor relatief minder afnemen. Samengevat betekent dit dat de krater minder effect heeft naarmate de krater verder van het oorspronkelijke glijvlak af ligt.

Hoever de krater nog effect heeft is afhankelijk van de sterkte langs een horizontaal glijvlak in het achterland. Indien het achterland (bijna) opdrijft is deze sterkte gering, waardoor een krater op grotere afstand nog significant effect kan hebben. Als het achterland niet opdrijft, zal de krater op een kortere afstand geen significant effect meer hebben (doordat de sterkte langs het grotere glijvlak de afname van het weerstandsmoment compenseert).

Als de deklaag in het achterland opdrijft, neemt het gewicht van deklaag met krater relatief weinig af. De opwaartse waterdruk onder de krater kan er voor zorgen dat er onder de krater weinig tot geen spanning in de deklaag aanwezig is. Hierdoor zal de sterkte in de deklaag onder de krater klein zijn. Als de deklaag niet opdrijft neemt het gewicht van de deklaag met krater relatief veel af. Er kan in dit geval nog wel spanning in de deklaag aanwezig zijn, waardoor er sterkte in de deklaag onder de krater aanwezig is. Het is hierdoor niet vooraf te bepalen of een deklaag met of zonder opdrijven de grootste afname van het weerstandsmoment veroorzaakt wanneer er een krater aanwezig is. Er wordt verwacht dat een kritieke situatie ontstaat wanneer de deklaag bijna opdrijft (en zal opdrijven wanneer de krater gevormd is). Het gewicht van de deklaag en de sterkte onder de krater nemen in deze situatie allebei significant af, met een kritiek weerstandsmoment tot gevolg.

Het weerstandsmoment zal in de doorsnede van de krater afnemen. In lengte richting langs de dijk, is de doorsnede met krater mogelijk niet representatief voor de gehele dijkafschuiving. Oftewel, wanneer de 3D vorm van het glijvlak wordt bepaald zal het totale weerstandsmoment, vooral bij kraters met een kleine lengte, minder afnemen dan de afname vanuit de 2D doorsnede. De krater kan mogelijk ook zorgen voor een afname van de lengte van de dijkafschuiving ten opzichte van de situatie zonder krater. Er is veel onzekerheid rondom de oorspronkelijke lengte van het glijvlak zonder krater (orde grootte 10-100 m), de mogelijke nieuwe lengte van het glijvlak met krater (onbekend), en de lengte van de krater (ongeveer 0.5 tot 2 keer de krater straal). Het effect van de 3D vorm van het glijvlak wordt voor de filters daarom niet meegenomen. De filter regels zijn dus conservatief ten opzichte van de werkelijke situatie.

B.4.2 Afname veiligheidsfactor

De veiligheidsfactor zal in de doorsnede door de krater afnemen. De bijbehorende kans op macro-instabiliteit (de overgangskans) zal hierdoor toenemen. Door de afname van de veiligheidsfactor voor verschillende afstanden tussen de teen en krater te bepalen, wordt ook de afstand waarbij de invloed van een krater op macro-instabiliteit voldoende klein is ingeschat.

Indien een krater ontstaat en daardoor de veiligheidsfactor afneemt moet een overgangskans voor macro-instabiliteit worden ingeschat. De kans op een dijkschuiving kan aan de hand van de schematiserings handleiding macro-instabiliteit semi-probabilistisch worden ingeschat (Schematiseringshandleiding macro-instabiliteit, 2019). Er wordt hier aangenomen dat deze methodiek ook toepasbaar is voor de kans op macro-instabiliteit met een krater. Hiervoor kan de veiligheidsfactor gegeven een krater (FoS_{krater}) worden bepaald met een D-stability berekening, en vervolgens worden omgerekend naar een faalkans (Schematiseringshandleiding macro-instabiliteit, 2019):

$$P(\text{Macro} | K, HW, F_L) = \Phi(-\beta_{krater}) \text{ met } \beta_{krater} = \frac{FoS_{krater} / \gamma_d - 0.41}{0.15} \quad (\text{B.13})$$

waarin

- FoS_{krater} de veiligheidsfactor met een krater.
 β_{krater} de betrouwbaarheidsindex met een krater.
 γ_d de model factor

Het maken van een D-stability berekening is voor standaard gebruik van het filter te complex. FoS_{krater} kan daarom worden bepaald met de oorspronkelijk veiligheidsfactor zonder krater (FoS_{intact}) en empirisch afgeleiden grafieken van de veiligheidsfactor (A_{macro}). Oftewel het verschil in veiligheidsfactoren wordt uitgedrukt als:

$$A_{macro} = \frac{FoS_{krater}}{FoS_{intact}} \quad (\text{B.14})$$

Hierin is:

- A_{macro} de afname van de veiligheidsfactor.
 FoS_{krater} de veiligheidsfactor met krater.
 FoS_{intact} de veiligheidsfactor zonder krater.

A_{macro} kan worden ingeschat met beslisregels en kan omgerekend worden naar een overgangskans aan de hand van de kalibratie formules en de norm van het traject. De afleiding van de beslisregels voor het berekenen van A_{macro} wordt in paragraaf B.4.3 afgeleid voor de voorbeeld casus. De overige dijksprofielen worden afgeleid in 2 verschillende stukken:

- Paragraaf B.4.4: Kraters in het achterland.
- Paragraaf B.4.5: Kraters in de berm.

Dit onderscheid wordt gemaakt door de grote verschillen in gedrag, zoals ondervonden in de voorbeeldcasus.

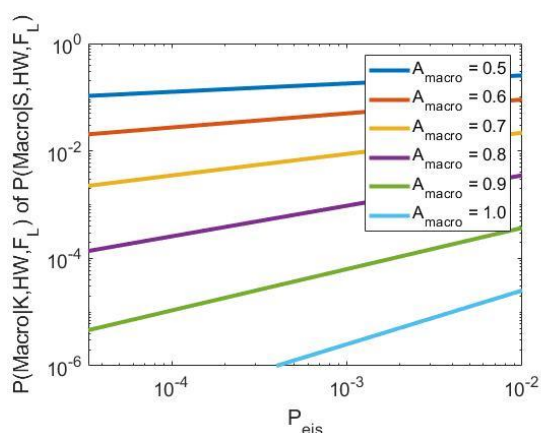
Er wordt opgemerkt dat de benadering van A_{macro} met de beslisregels (zeer) conservatief is. Het uitvoeren van een D-stability berekening met en zonder krater of sluipend lek kan daarom zeer lucratief zijn.

Bepaling van de overgangskans met A_{macro}

Zodra A_{macro} bepaald is (met de beslisregels of een D-stability berekening) kan de overgangskans worden bepaald. Hiervoor wordt met de norm van het traject de minimaal benodigde veiligheidsfactor zonder krater berekend (FoS_{intact}). Met A_{macro} en de benodigde FoS_{intact} , kan de FoS_{crater} worden ingeschat. FoS_{crater} wordt met de kalibratieformules voor macro-instabiliteit omgerekend naar een overgangskans voor macro-instabiliteit gegeven een krater.

Deze berekening is voor een gebruikelijke lengte-effect factor en faalkansruimte factor voor macro-instabiliteit uitgevoerd en weergegeven Figuur B.45. Hierdoor kan bij gebruik van de standaard lengte-effect factor en faalkansruimte factor voor macro-instabiliteit Figuur B.45 gebruikt worden om A_{macro} om te rekenen tot een overgangskans. Wanneer niet standaard waarden worden toegepast, moet de omrekening van A_{macro} tot overgangskans zelf worden uitgevoerd.

In combinatie met de verwachte benodigde overgangskans bij gebruikelijke leidingfaalkansen is een A_{macro} tussen 0.7 en 0.9 voldoende voor een veilige situatie.



Figuur B.45 Overgangskansen voor macro-instabiliteit afhankelijk van de berekende afname in de veiligheidsfactor.

Optimalisatie

Het uitvoeren van een macro-instabiliteit berekening met krater met bijvoorbeeld D-stability (en eventueel een vergelijking met een berekening zonder krater) kan een grote afname in de overgangskans voor macro-instabiliteit opleveren, omdat het conservatieve scenario dat aan de beslisregels ten gronde ligt onwaarschijnlijk is in werkelijkheid. Dit conservatieve scenario is noodzakelijk om de filters op een eenvoudige wijze toepasbaar te laten zijn op veel verschillende situaties. Daarnaast is het aan te raden om het 3D-effect te onderzoeken, met name voor kleinere kraters.

B.4.3 Afleiding beslisriteria voorbeeld casus

In de voorbeeld casus wordt de veiligheidsfactor van het originele profiel vergeleken met de veiligheidsfactor met een krater. Hierbij wordt aangenomen dat de sterkte van de deklaag $S = 0.3$. Er is gebleken dat de sterkte van de deklaag geen grote verschillen in relatieve veiligheidsfactor met krater geeft. Er is daarom voor de duidelijkheid van de voorbeeldcasus gekozen om deze parameter niet te wijzigen. Het eigen gewicht van de deklaag geeft grotere verschillen omdat opdrijven wel of niet optreedt. Het eigengewicht van de deklaag wordt daarom wel gewijzigd. De parameters van het dijk materiaal en de pleistocene zandlaag zijn constant aangenomen, zie Tabel B.11.

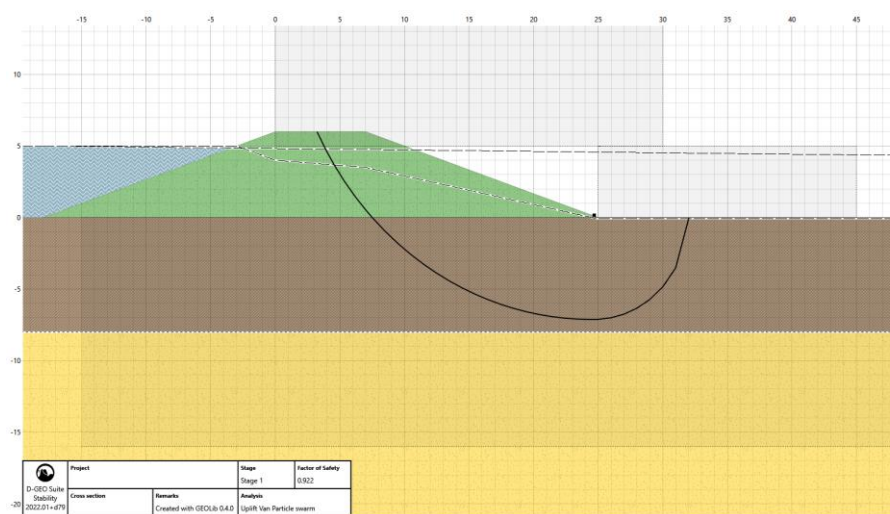
Tabel B.11 Eigenschappen macro-instabiliteits modellering voor voorbeeld casus.

Parameter	Dijksmaterial	Deklaag	Zandlaag
γ (kN/m ³)	18.5	Variabel	20
Cohesie c (kPa)	1	N.V.T.	1
Frictie hoek ϕ (graden)	32.6	N.V.T.	34.7
Schuifspanningsratio S (-)	N.V.T.	0.3	N.V.T.
Sterkte toename exponent m (-)	N.V.T.	0.85	N.V.T.

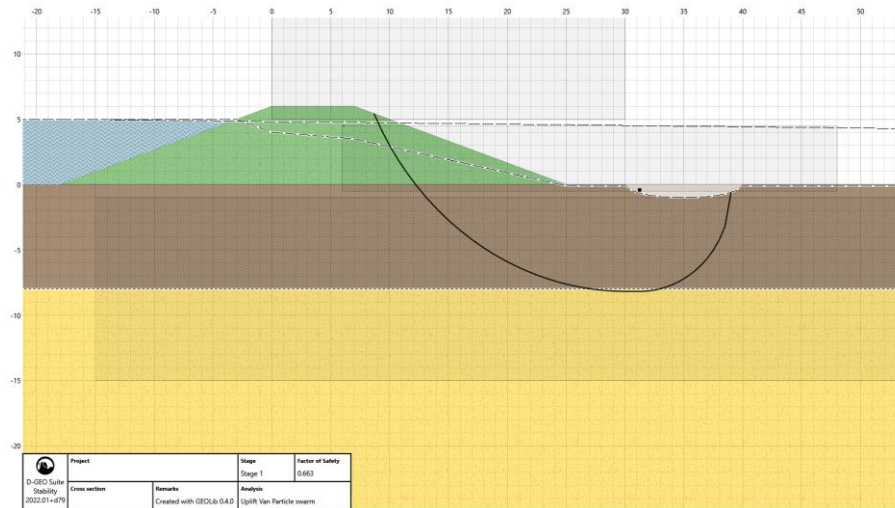
De normwaterstand is aangenomen op 5 m (1 m onder de kruin). In eerste instantie wordt voor een krater afmeting bepaald wat het effect is van verschillen in eigengewicht. Hiervoor wordt een krater met een radius van 5 m en een diepte van 1 m op verschillende afstanden van de binnen teen geplaatst. De veiligheidsfactor met krater wordt vergeleken met veiligheidsfactor zonder krater. De freatische lijn in de dijk is gemodelleerd aan de hand van het WBI. De stijghoogte in de aquifer is bij de binnenteen gelijk aan de buitenwaterstand en neemt daarna iedere 100 m met 1 m af. Dit is een trage afname, en hiermee conservatief.

Indien opdrijven plaatsvindt in de deklaag, wordt de waterstand in de zandlaag in het achterland aangepast zodat opdrijven net plaats vind bij de binnen teen. De sterkte van de deklaag wordt hierbij niet gewijzigd in de situatie zonder krater. Dit kan een hogere veiligheidsfactor opleveren zonder krater. Dit is conservatief aangezien er een vergelijk gemaakt wordt tussen de situatie met en zonder krater. Indien opdrijven in de krater plaatsvindt wordt de sterkte in de deklaag onder de krater gereduceerd tot 0. Dit is wederom conservatief.

Twee voorbeeld berekeningen zijn getoond in Figuur B.46 en Figuur B.47.



Figuur B.46 Geometrie en faalcirkel zonder krater voor de voorbeeldcasus met $\gamma = 16$ kN/m³. Dit resulteert in veiligheidsfactor van 0.92.



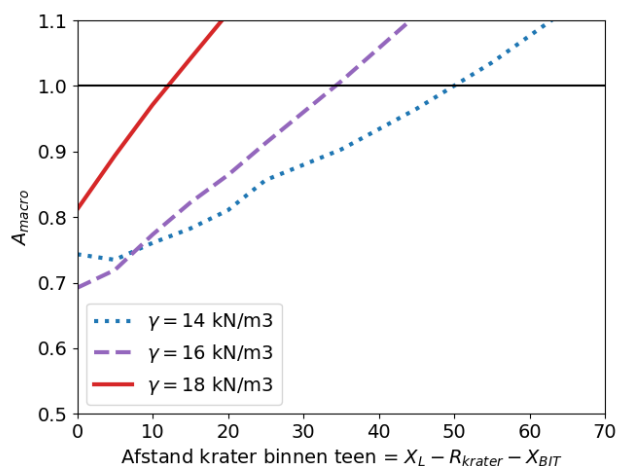
Figuur B.47 Geometrie en faalcirkel met krater op 5 meter vanaf de binnen voor de voorbeeldcasus met $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$. Dit resulteert in veiligheidsfactor van 0.66 en een afname van de veiligheidsfactor $A_{macro} = FoS_{crater} / FoS_{intact} = 0.66 / 0.93 = 0.71$.

Effect eigengewicht van de deklaag

Figuur B.48 toont het verschil in veiligheidsfactor voor verschillende afstanden van de krater tot de binnen teen en 3 eigengewichten van de deklaag. De 3 eigengewichten tonen de 3 mogelijke situatie met opdrijven:

- $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ - opdrijven in de deklaag zonder krater.
- $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ - geen opdrijven in deklaag zonder krater, wel opdrijven in de krater.
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - geen opdrijven in de deklaag (ook niet in de krater).

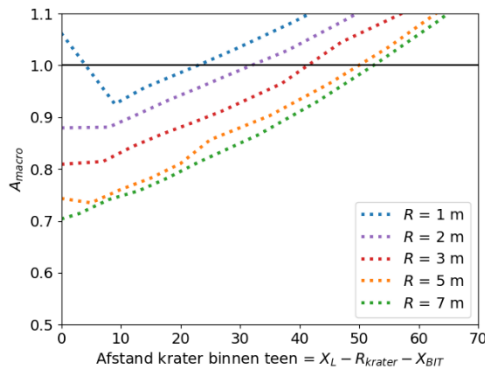
De situatie zonder opdrijven resulteert in het kleinste verschil tussen wel of geen krater, omdat in beide situaties sterkte en gewicht aanwezig blijft bij het uittredende glijvlak. Doordat er in deze situatie relatief veel sterkte aanwezig is in de ondergrond neemt het effect van de krater ook snel af naarmate de afstand toeneemt. De situatie met een krater die opdrijft in een niet opdrijvende deklaag geeft de grootste afname in veiligheidsfactor, en afname die iets groter is dan de situatie met opdrijven van de deklaag. In deze situatie is er meer sterkte aanwezig in de ondergrond dan in de situatie met volledig opdrijven. De afstand waarop de krater geen effect meer heeft is hierdoor kleiner.



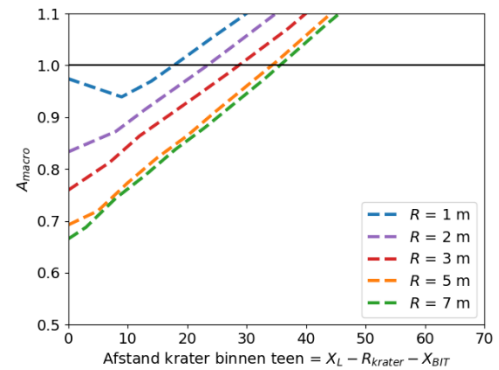
Figuur B.48 Het effect van verschillen in eigengewicht in de voorbeeld casus, stippellijn: opdrijven van de deklaag, gestreepte lijn: opdrijven van de krater, doorgetrokken lijn: geen opdrijven.

Effect krater radius

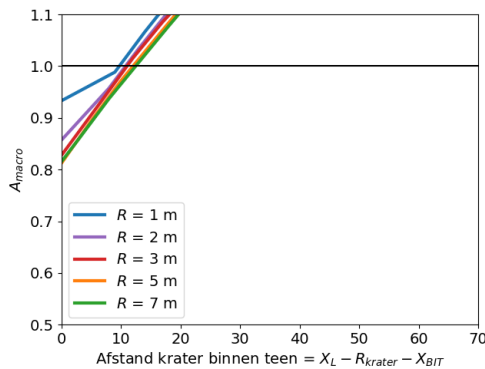
Figuur B.49 toont het effect van verschillen in krater radius. In de situaties met opdrijven heeft de radius van de krater meer effect, omdat de sterkte hier verder afneemt. Een toename van de krater radius boven de 5 meter heeft weinig effect, omdat de gehele uittredende cirkel al beïnvloed wordt door de krater. Kraters met een radius kleiner dan 1 m hebben vrijwel geen effect.



a)



b)

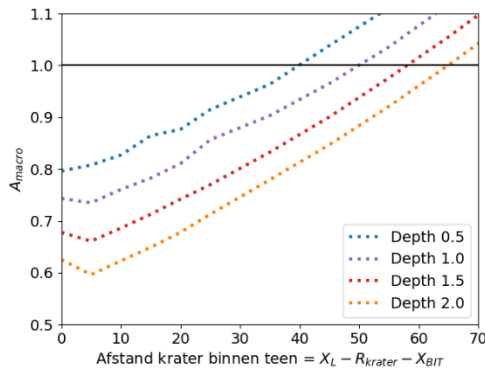


c)

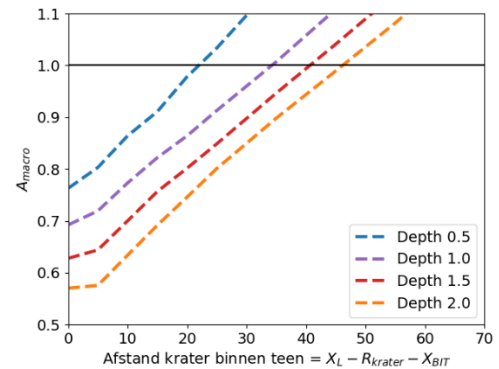
Figuur B.49 Het effect van verschillen in krater radius voor de situatie a) opdrijven van de deklaag ($\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$), b) opdrijven van de krater ($\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$), en c) geen opdrijven ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)

Effect krater diepte

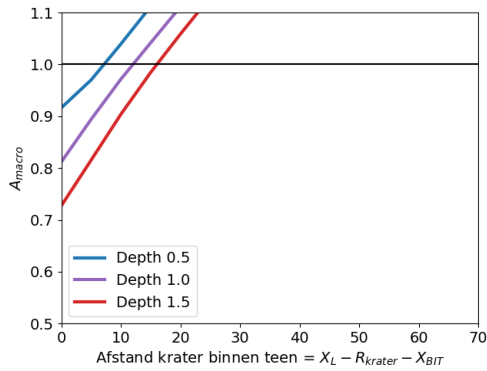
Figuur B.50 toont het effect van verschillen in krater diepte. In alle situaties heeft de diepte van de krater veel effect. Een toename van de krater radius verlaagt de veiligheidsfactor significant en vergroot de afstand waarop de krater nog effect heeft.



a)



b)

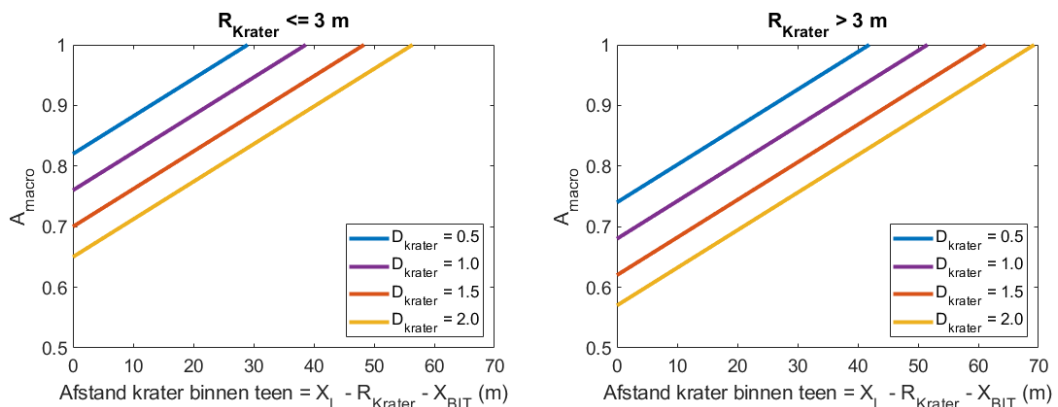


c)

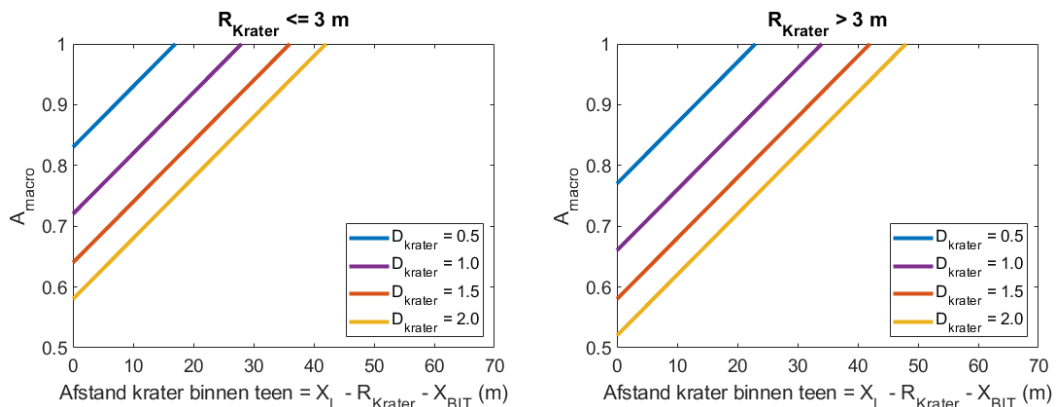
Figuur B.50 Het effect van verschillen in krater diepte voor de situatie a) opdrijven van de deklaag ($\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$), b) opdrijven van de krater ($\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$), en c) geen opdrijven ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$). Voor geen opdrijven is bij krater diepte 1.5 m het eigengewicht van de deklaag verhoogt tot 19 kN/m^3 , bij een krater diepte van 2.0 m is deze situatie in niet toepasbaar, omdat opdrijven in de krater altijd plaatsvindt.

Besliscriteria macro-instabiliteit met een krater

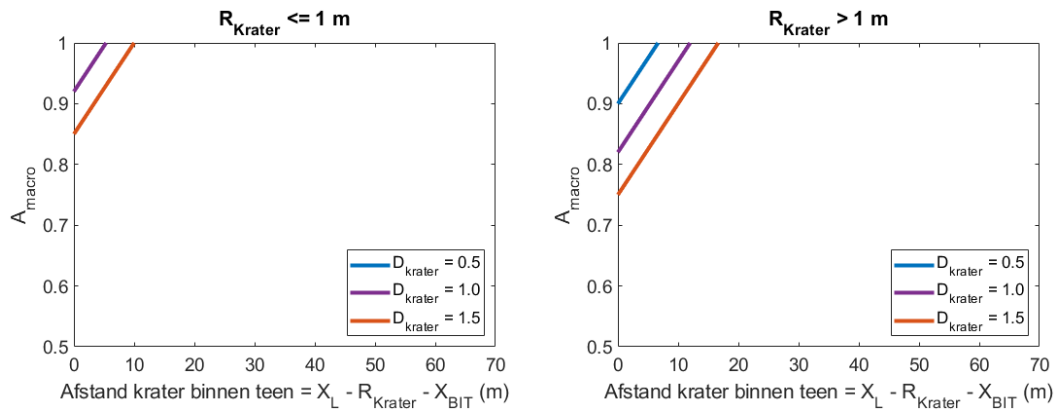
De resultaten voor de verschillende krater afmetingen worden gecombineerd om een besliscriteria af te leiden voor de 3 verschillende situaties. Hierbij worden de resultaten voor de diepte aangepast met een constant verschil op basis van de krater radius.



Figuur B.51 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario met opdrijven van de deklaag (met en zonder krater)



Figuur B.52 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario met opdrijven van de deklaag in de krater. De deklaag drijft niet op buiten de krater.



Figuur B.53 Afleiding A_{macro} op basis van krater locatie en krater afmeting voor het scenario zonder opdrijven van de deklaag (geen opdrijven in de krater of daarbuiten).

B.4.4 Afleiding besliscriteria voor kraters in het achterland

Uit de voorbeeldcasus blijkt dat de oprijf situatie van het achterland een grote impact heeft op de afname van de veiligheidsfactor. Voor kraters in het achterland met relatief dikke dekklagen of lage dijkhoogtes zal opdrijven niet plaatsvinden, en zal ook de deklaag ter plaatse van de krater niet opdrijven. In deze situatie is dus zowel zonder als met krater geen sprake van het opdrijven van de deklaag. De afname van de veiligheidsfactor is in dit geval relatief klein, en is op een korte afstand te verwaarlozen.

Voor dunnere dekklagen/hogere dijken drijft de deklaag enkel in de krater op. Hierbij vindt de grootste afname van de sterkte plaats door de krater, omdat de sterkte die in de deklaag aanwezig was verdwijnt. Voor de dunste dekklagen/hogste dijken zal de deklaag ook zonder krater al opdrijven. Hierdoor is de sterkte in de deklaag al zonder krater gering, en neemt de sterkte met krater (relatief) minder af. Doordat de deklaag opdrijft, heeft de krater op een grotere afstand nog effect op de veiligheidsfactor.

In deze paragraaf wordt gezocht naar de meest kritieke combinatie van parameters voor de verschillende oprijf situaties. Hierbij wordt de maximale daling in de veiligheidsfactor bepaald voor een krater die begint bij de teen van de dijk, en wordt de maximale afstand bepaald waarbij een krater nog relevant is. De volgende parameters worden gevarieerd:

- Dijkhoogte.
- Berm lengte.
- Dikte van de deklaag.
- Eigen gewicht van de deklaag.
- Sterkte van de deklaag.

In eerste instantie worden de afmetingen van de kraters niet gewijzigd. Er wordt voor alle gevallen gerekend met een radius van 5 meter en een diepte van 1.0 m. Nadat het effect van variaties in de dijkparameters gevonden is wordt het effect van de krater grootte voor de meest kritieke situaties bepaald.

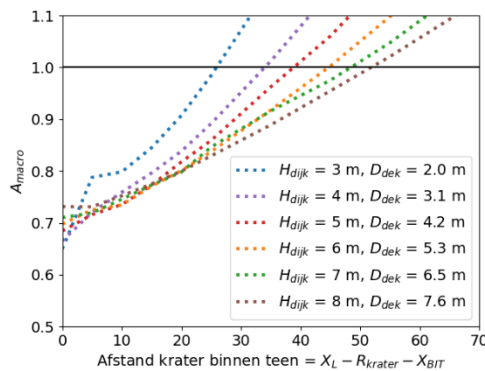
Aangezien gezocht wordt naar de meest kritieke situaties worden de parameters gekozen zodat de bijdrage van de deklaag, en daarmee het effect van de krater, het grootst is. Indien de deklaag opdrijft zonder krater wordt het grootste verschil A_{macro} gevonden voor situaties waarbij opdrijven net plaats in de deklaag zonder krater. Bij dunnere dekklagen is de bijdrage van de krater kleiner, en daardoor minder kritiek, bij dikkere dekklagen zal opdrijven niet plaats vinden.

Als de deklaag niet opdrijft wordt het grootste verschil A_{macro} gevonden voor situaties waarbij opdrijven bijna plaats vind in de krater. Hierbij is de sterkte van de deklaag onder de krater zo klein mogelijk.

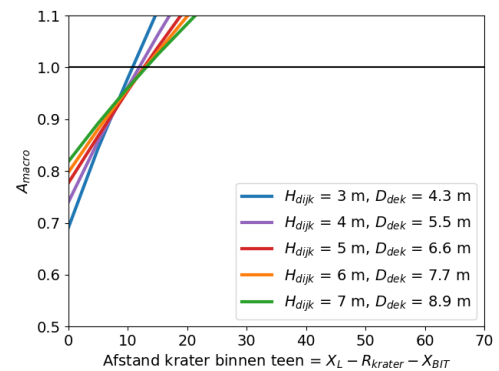
Als alleen in de krater opdrijven plaatsvindt wordt het grootste verschil A_{macro} gevonden voor situaties waarbij opdrijven net plaats in de deklaag zonder krater. Bij dunnere deklaagen is de bijdrage van de krater kleiner, en daardoor minder kritiek, bij dikkere deklaagen zal opdrijven in de krater niet plaats vinden. De afstand waarop de krater nog effect heeft is, is het grootst in de situatie waarbij de volledige deklaag bijna opdrijft. In die situatie met het opdrijven van de krater moeten daardoor twee situaties beoordeeld worden.

Dijkhoogte

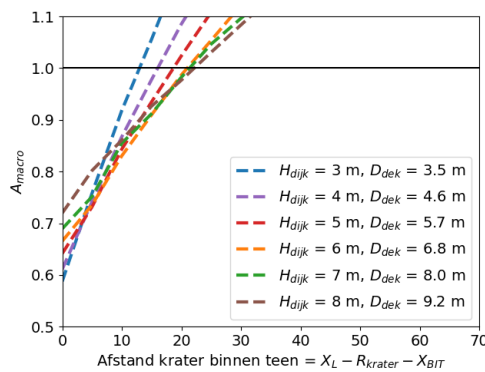
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- $S = 0.3$.
- Berm lengte = 0 m.
- Dijkhoogte = variabel.
- Deklaag dikte is afhankelijk van dijkhoogte (zodat opdrijven op de juiste manier wel/niet plaats vind).



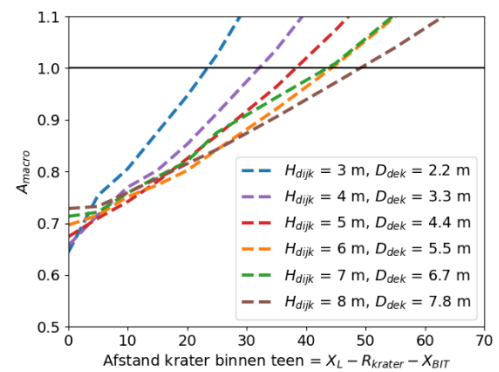
a)



b)



c)



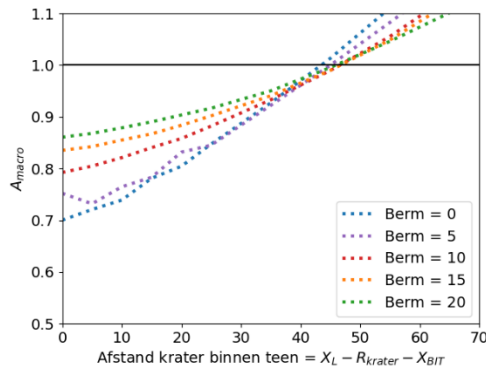
d)

Figuur B.54 Het effect van verschillen in dijkhoogte voor de situatie a) opdrijven van de deklaag, b) geen opdrijven, c) opdrijven van de krater 1, d) opdrijven van de krater 2).

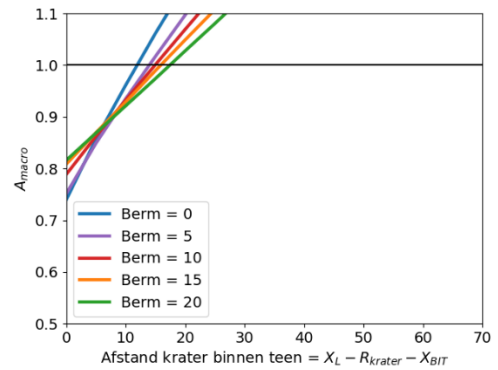
Bij een toename in de dijkhoogte neemt het effect van de krater (het verschil A_{macro}) af, maar heeft de krater wel op een grotere afstand nog effect. Dit is te verklaren omdat bij een kleinere dijk, de krater een relatief groot effect heeft. Bij een hogere dijk is het absolute verschil in veiligheid iets groter, waardoor een grotere afstand nodig is om het verschil te overbruggen.

Bermlengte

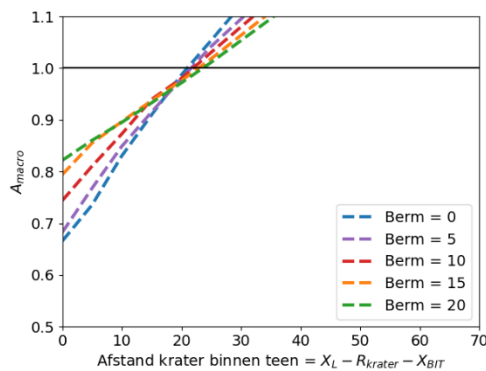
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- $S = 0.3$.
- Bermlengte = variabel.
- Dijkhoogte is afhankelijk van de situatie:
 - Geen opdrijven: 4 m.
 - Opdrijven in de krater: 6 m.
 - Opdrijven van de deklaag: 6 m.
- Deklaag dikte is afhankelijk van de situatie:
 - Geen opdrijven: 5.5 m.
 - Opdrijven in de krater: situatie 1 – 6.8 m, situatie 2 – 5.8 m.
 - Opdrijven van de deklaag: 5.5 m.



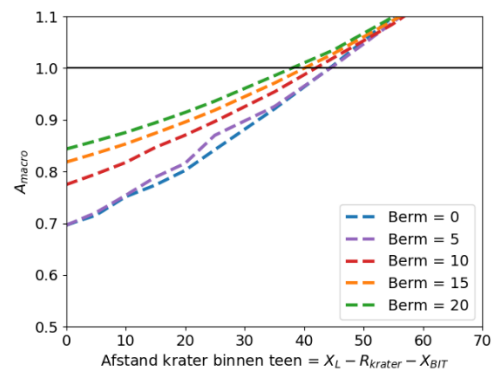
a)



b)



c)



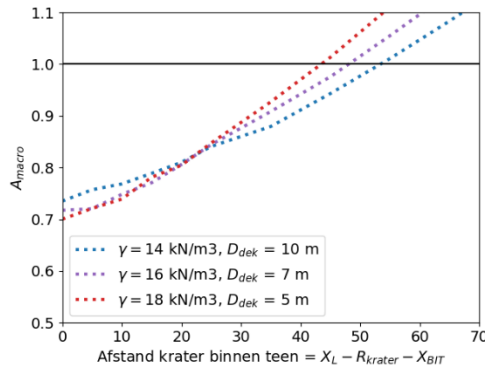
d)

Figuur B.55 Het effect van verschillen in bermlengte voor de situatie a) opdrijven van de deklaag, b) geen opdrijven, c) opdrijven van de krater 1, d) opdrijven van de krater 2)

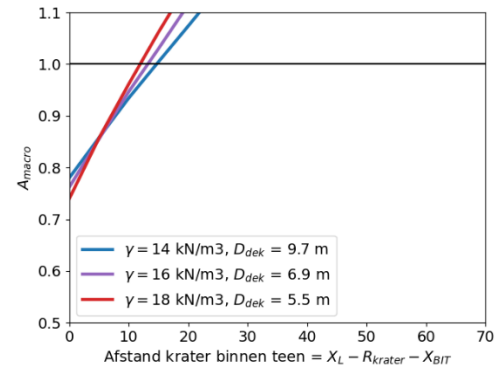
Bij een toename van de bermlengte neemt het effect van de krater (het verschil A_{macro}) af. Dit is te verklaren omdat bij een kortere berm, de krater een relatief groot effect heeft. In de meeste situaties heeft de krater wel op een grotere afstand nog effect. Bij het opdrijven van de krater kan een langere berm de afstand waarop een krater nog effect heeft doen afnemen.

Gewicht en dikte van de deklaag

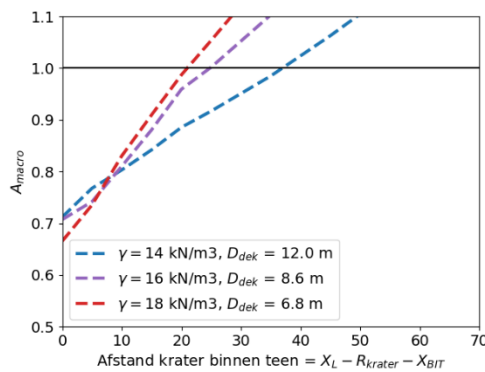
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- $S = 0.3$.
- Berm lengte = 0 m.
- Dijkhoogte is afhankelijk van de situatie:
 - Geen opdrijven: 4 m.
 - Opdrijven in de krater: 6 m.
 - Opdrijven van de deklaag: 6 m.
- Deklaag dikte is afhankelijk van de situatie en het eigen gewicht van de deklaag zodat opdrijven wel/net niet plaats vindt.



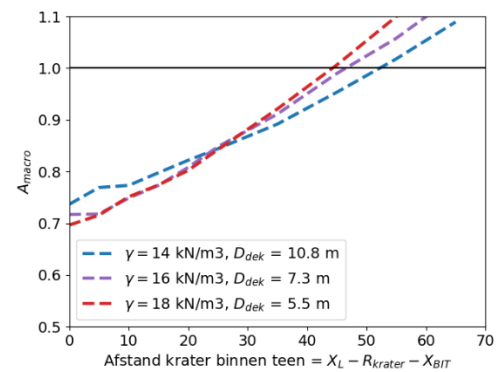
a)



b)



c)



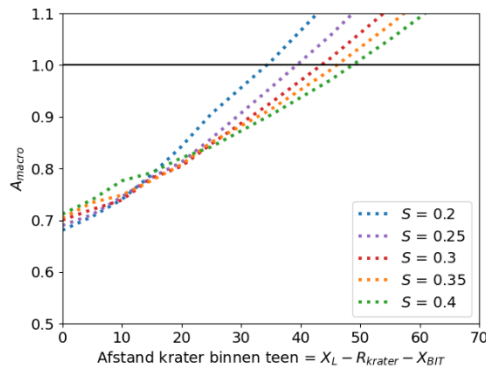
d)

Figuur B.56 Het effect van verschillen in gewicht en dikte van de deklaag voor de situatie a) opdrijven van de deklaag, b) geen opdrijven, c) opdrijven van de krater 1, d) opdrijven van de krater 2).

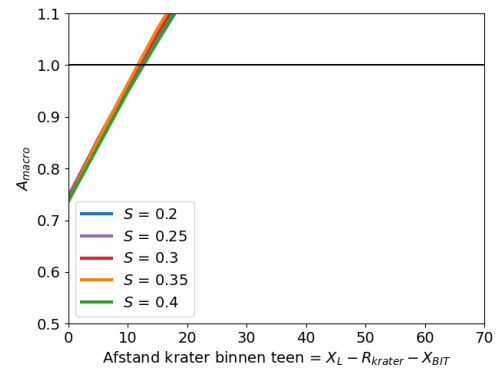
De kritieke situatie (het grootste effect van de krater) vindt plaats bij een dunnere deklaag met een hoog eigen gewicht. Daarentegen heeft een krater bij een dikkere, lichte deklaag op een grotere afstand nog effect.

Sterkte van de deklaag

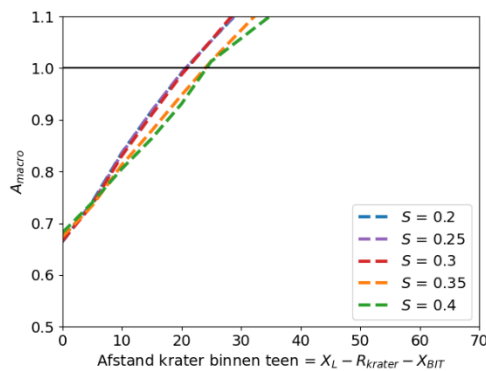
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- $S = \text{variabel}$.
- Berm lengte = 0 m.
- Dijkhoogte is afhankelijk van de situatie:
 - Geen opdrijven: 4 m.
 - Opdrijven in de krater: 6 m.
 - Opdrijven van de deklaag: 6 m.
- Deklaag dikte is afhankelijk van de situatie:
 - Geen opdrijven: 5.5 m.
 - Opdrijven in de krater: situatie 1 – 6.8 m, situatie 2 – 5.5 m.
 - Opdrijven van de deklaag: 5.0 m.



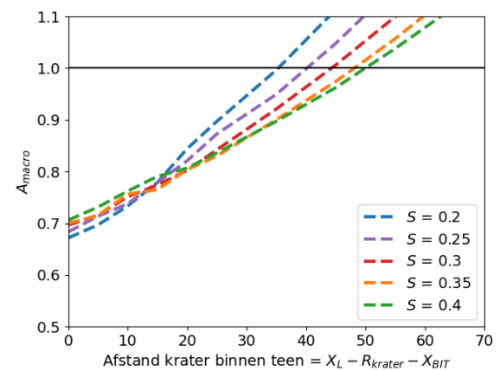
a)



b)



c)



d)

Figuur B.57 Het effect van verschillen in sterkte van de deklaag voor de situatie a) opdrijven van de deklaag, b) geen opdrijven, c) opdrijven van de krater 1, d) opdrijven van de krater 2)

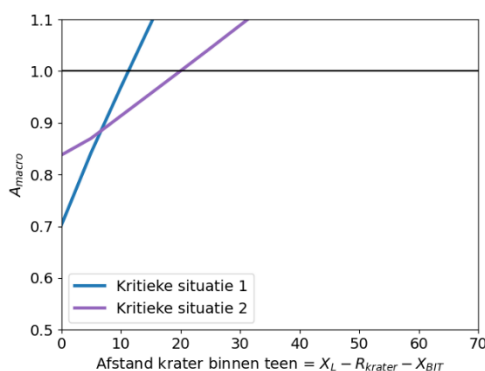
De sterkte van de deklaag heeft relatief weinig invloed op het effect van de krater. Met toenemende sterkte neemt het effect van de krater iets af, maar heeft op een grotere afstand nog invloed.

Kritieke situatie zonder opdrijven van de deklaag

Op basis van de hiervoor beschreven parameter studie zijn in de onderstaande tabel kritieke situaties worden afgeleid. Hierbij is er doormiddel van enkele variaties bepaald dat voor situatie 2 een lager eigengewicht van de deklaag meer effect heeft dan de hoogte van de dijk, waardoor de dijkhoogte niet gemaximaliseerd is. Met de maximale hoogte zou de dikte van de deklaag niet langer realistisch zijn voor de meest kritieke situatie.

Tabel B.12 Kritieke situaties voor macro-instabiliteits zonder opdrijven van de deklaag.

	Situatie 1: Krater dichtbij de teen	Situatie 2: Maximale afstand effect krater
Hoogte	Laag: 3 m	Hoger: 4 m
Bermlengte	Kort: 0 m	Lang: 20 m
Gamma	Hoog: 18 kN/m ³	Laag: 14 kN/m ³
Deklaag dikte	Gemiddeld: 4.3 m	Dik: 9.7 m
Sterkte deklaag	Laag: 0.2	Laag 0.2



Figuur B.58 Meest kritieke situatie zonder opdrijven van de deklaag.

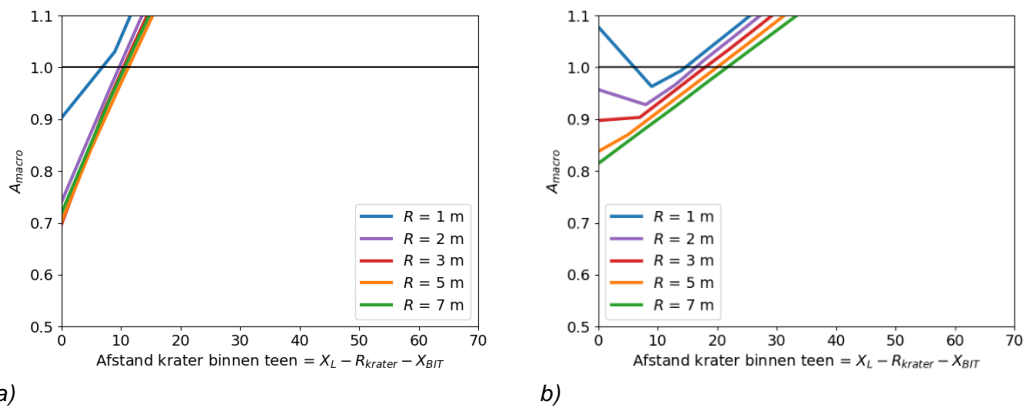
Op basis van deze afmetingen van de krater is de maximale afname van de veiligheidsfactor A_{macro} ongeveer 0.7 en de maximale afstand waarop een krater nog effect kan hebben ongeveer 20 m.

Krater radius

Voor deze kritieke situaties is de radius van de krater gewijzigd om te bepalen wat het effect is van de krater grootte. De diepte van de krater is hierbij nog steeds 1 m. Voor kritieke situatie 1 heeft de afmeting van de krater weinig effect, zie Figuur B.59a. Dit komt door de relatief dunne deklaag van ongeveer 4 m, Hierdoor bereikt de krater snel de afmeting van de uittredende cirkel. De uittredende cirkel is namelijk ongeveer de gelijk aan de dikte van de deklaag, en bij een krater radius van 2 -3 m zal de gehele uittredende cirkel door de krater beïnvloed wordt. Een toename van de krater afmeting heeft hierna weinig invloed.

Voor kritieke situatie 2 heeft de afmeting van de krater meer effect, zie Figuur B.59b. Dit komt doordat de deklaag in deze situatie dikker is. Tot aan een radius van 3 tot 5 m heeft de krater afmeting significant effect, hierna neemt ook in deze situatie het effect af.

Op basis van deze studie is het aannemelijk dat het effect van kleine kraters (met een radius van 1 tot 2 m) in veel gevallen klein is zolang opdrijven niet plaats vind.



Figuur B.59 Het effect van verschillen in krater radius voor de kritiek situatie zonder opdrijven van de deklaag.

Krater diepte

Voor de twee kritieke situaties is de diepte van de krater gewijzigd om te bepalen wat het effect is van de krater grootte. De radius van de krater is hierbij nog steeds 5 m. Doordat een diepere krater wordt berekend, kan er eerder opdrijven plaatsvinden.

De eigenschappen van de deklaag zijn daardoor aangepast, zodat opdrijven net niet plaatsvindt in de krater.

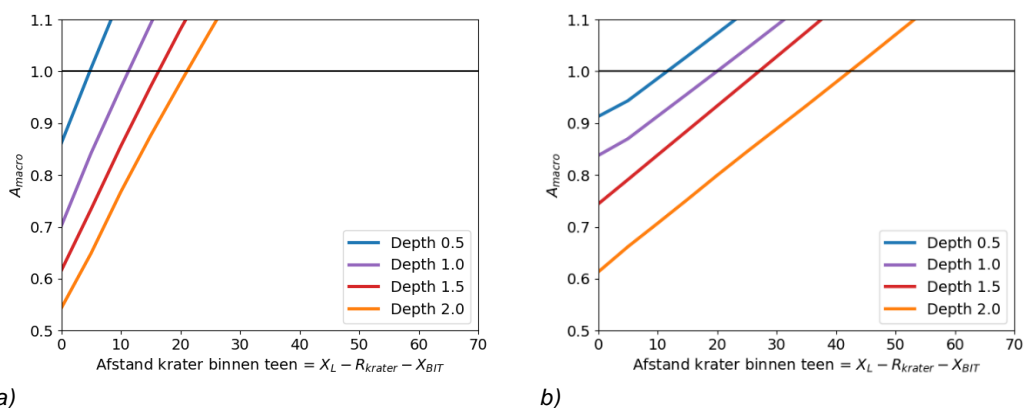
Situatie 1:

- Gamma = 18, D = 3.3 m en Diepte krater = 0.5 m.
- Gamma = 18, D = 4.3 m en Diepte krater = 1.0 m.
- Gamma = 18, D = 5.5 m en Diepte krater = 1.5 m.
- Gamma = 18, D = 6.6 m en Diepte krater = 2.0 m.

Situatie 2:

- Gamma = 14, D = 8.0 m en Diepte krater = 0.5 m.
- Gamma = 14, D = 9.7 m en Diepte krater = 1.0 m.
- Gamma = 16, D = 8.1 m en Diepte krater = 1.5 m.
- Gamma = 18, D = 7.7 m en Diepte krater = 2.0 m.

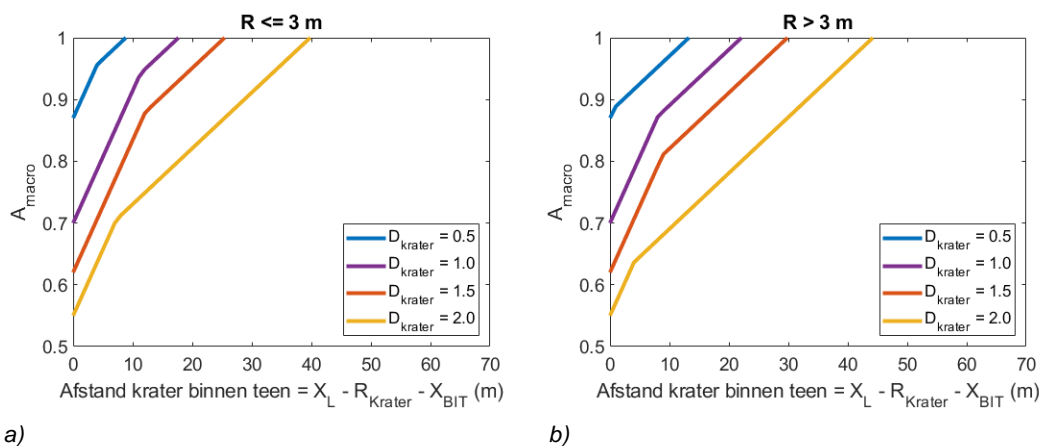
De diepte van de krater heeft veel invloed op het effect van de krater. Kraters met een diepte van 0.5 m hebben relatief weinig effect, met diepere kraters neemt het effect snel toe.



Figuur B.60 Het effect van verschillen in krater diepte voor de kritiek situatie zonder opdrijven van de deklaag.

Besliscriteria voor kraters in het achterland zonder opdrijven:

Uit de hiervoor beschreven simulaties blijkt dat in de meeste gevallen kritieke situatie 1 dominant is bij korte afstanden tot de binnen teen. Al snel wordt kritieke situatie 2 vervolgens dominant. Dit kan samengevoegd worden in grafieken voor A_{macro} op basis van de krater afmetingen. Hierbij is aangenomen dat een verandering in krater straal of krater diepte voor iedere kritieke situatie een constant verschil in A_{macro} op levert (de twee effecten zijn bij elkaar opgeteld).



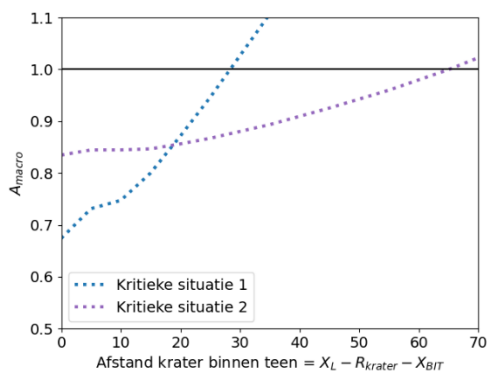
Figuur B.61 De besliscriteria voor verschillende krater afmetingen bij de kritiek situaties zonder opdrijven van de deklaag.

Kritieke situatie met opdrijven van de deklaag (met en zonder krater)

Op basis van de hiervoor beschreven parameter studie zijn in de onderstaande tabel kritieke situaties worden afgeleid. Hierbij is er doormiddel van enkele variaties bepaald dat voor situatie 2 een lager eigengewicht van de deklaag meer effect heeft dan de hoogte van de dijk, waardoor de dijkhoogte niet gemaximaliseerd is. Met de maximale hoogte zou de dikte van de deklaag niet langer realistisch zijn voor de meest kritieke situatie.

Tabel B.13 Kritieke situaties voor macro-instabiliteits met opdrijven van de deklaag.

	Situatie 1: Krater dichtbij de teen	Situatie 2: Maximale afstand effect krater
Hoogte	Laag: 4 m	Hoger: 6 m
Bermlengte	Kort: 0 m	Lang: 20 m
Gamma	Hoog: 18 kN/m ³	Laag: 14 kN/m ³
Deklaag dikte	Laag: 3.1 m	Dik: 10.0 m
Sterkte deklaag	Laag: 0.2	Hoog: 0.4



Figuur B.62 Meest kritieke situatie met opdrijven van de deklaag.

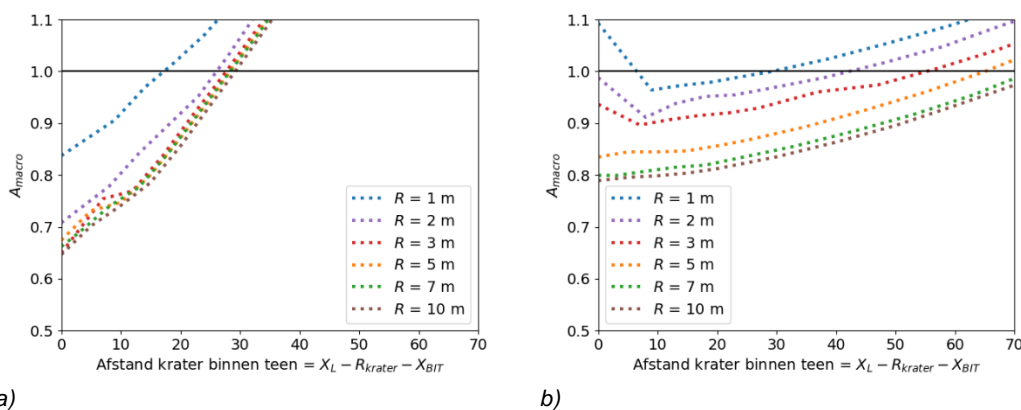
Op basis van deze afmetingen van de krater is de maximale afname van de veiligheidsfactor A_{macro} ongeveer 0.65 en de maximale afstand waarop een krater nog effect kan hebben ongeveer 60 m.

Krater radius

Voor deze kritieke situaties is de radius van de krater gewijzigd om te bepalen wat het effect is van de krater grootte. De diepte van de krater is hierbij nog steeds 1 m. Voor kritieke situatie 1 heeft de afmeting van de krater weinig effect, zie Figuur B.63a. Dit komt door de relatief dunne deklaag van ongeveer 4 m, Hierdoor bereikt de krater snel de afmeting van de uittredende cirkel. De uittredende cirkel is namelijk ongeveer de gelijk aan de dikte van de deklaag, en bij een krater radius van 2 -3 m zal de gehele uittredende cirkel door de krater beïnvloed wordt. Een toename van de krater afmeting heeft hierna weinig invloed.

Voor kritieke situatie 2 heeft de radius van de krater veel effect, zie Figuur B.63b. Dit komt doordat de deklaag in deze situatie dik is. Tot aan een radius van 7 tot 10 m heeft de krater afmeting significant effect, hierna neemt ook in deze situatie het effect af.

Op basis van deze studie kan niet uitgesloten worden dat kleine kraters geen invloed hebben wanneer opdrijven van de deklaag plaats vind.

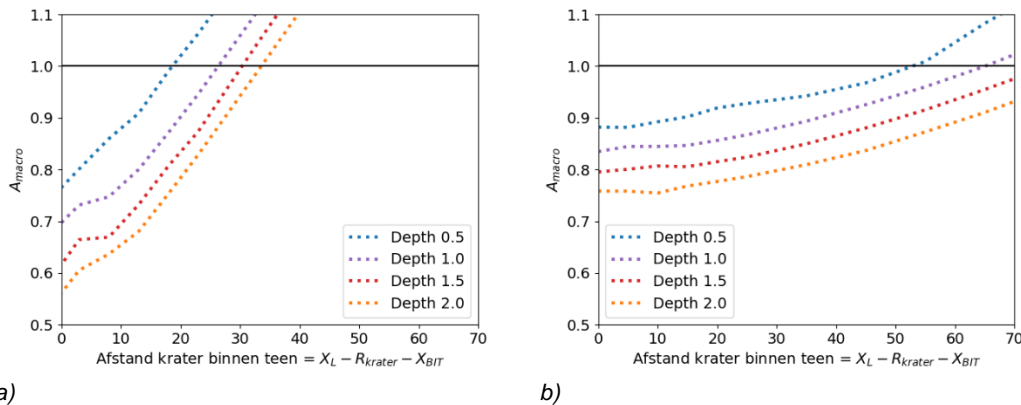


Figuur B.63 Het effect van verschillen in krater radius voor de kritiek situatie met opdrijven van de deklaag.

Krater diepte

Voor de twee kritieke situaties is de diepte van de krater gewijzigd om te bepalen wat het effect is van de krater grootte. De radius van de krater is hierbij nog steeds 5 m. Doordat een diepere krater wordt berekend, kan er eerder opdrijven plaatsvinden. Het is niet noodzakelijk de eigenschappen van de deklaag zijn daardoor aan te passen aangezien opdrijven in alle gevallen zal plaatsvinden.

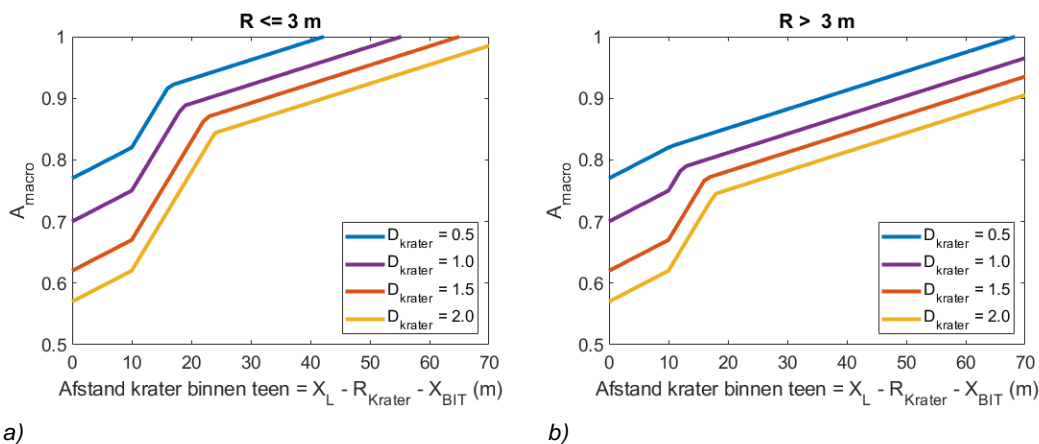
De diepte van de krater heeft veel invloed op het effect van de krater. Kraters met een diepte van 0.5 m hebben relatief weinig effect, met diepere kraters neemt het effect snel toe.



Figuur B.64 Het effect van verschillen in krater diepte voor de kritiek situatie met opdrijven van de deklaag.

Besliscriteria voor kraters in het achterland met opdrijven van de deklaag:

Uit de hiervoor beschreven simulaties blijkt dat in de meeste gevallen kritieke situatie 1 dominant is bij korte afstanden tot de binnen teen. Na ongeveer 10 m wordt kritieke situatie 2 vervolgens dominant. Dit kan samengevoegd worden in grafieken voor A_{macro} op basis van de krater afmetingen. Hierbij is aangenomen dat een verandering in krater straal of krater diepte voor iedere kritieke situatie een constant verschil in A_{macro} op levert (de twee effecten zijn bij elkaar opgeteld).



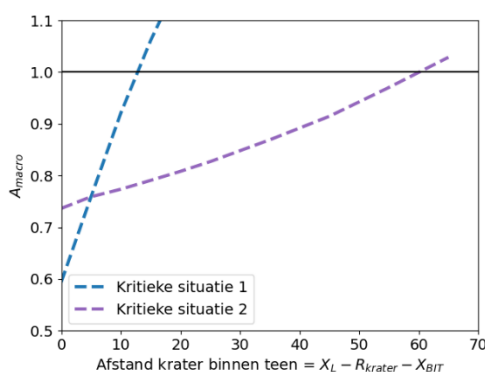
Figuur B.65 De besliscriteria voor verschillende krater afmetingen bij de kritiek situaties met opdrijven van de deklaag.

Kritieke situatie met opdrijven van de deklaag in de krater

Op basis van de hiervoor beschreven parameter studie zijn in de onderstaande tabel kritieke situaties worden afgeleid. Hierbij is er doormiddel van enkele variaties bepaald dat voor situatie 2 een lager eigengewicht van de deklaag meer effect heeft dan de hoogte van de dijk, waardoor de dijkhoogte niet gemaximaliseerd is. Met de maximale hoogte zou de dikte van de deklaag niet langer realistisch zijn voor de meest kritieke situatie.

Tabel B.14 Kritieke situaties voor macro-instabiliteits met opdrijven van de krater.

	Situatie 1: Krater dichtbij de teen	Situatie 2: Maximale afstand effect krater
Hoogte	Laag: 3 m	Hoger: 6 m
Bermlengte	Kort: 0 m	Kort: 0 m
Gamma	Hoog: 18 kN/m ³	Laag: 14 kN/m ³
Deklaag dikte	Dun: 3.5 m	Dik: 10.8 m
Sterkte deklaag	Laag: 0.2	Hoog 0.4



Figuur B.66 Meest kritieke situatie met opdrijven van de krater.

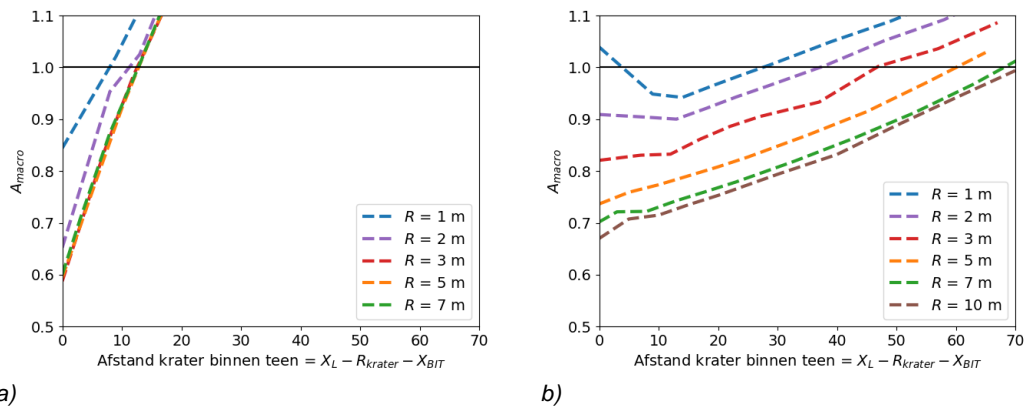
Op basis van deze afmetingen van de krater is de maximale afname van de veiligheidsfactor A_{macro} ongeveer 0.6 en de maximale afstand waarop een krater nog effect kan hebben ongeveer 60 m.

Krater radius

Voor deze kritieke situaties is de radius van de krater gewijzigd om te bepalen wat het effect is van de krater grootte. De diepte van de krater is hierbij nog steeds 1 m. Voor kritieke situatie 1 heeft de afmeting van de krater weinig effect, zie Figuur B.67a. Dit komt door de relatief dunne deklaag van ongeveer 4 m, Hierdoor bereikt de krater snel de afmeting van de uittredende cirkel. De uittredende cirkel is namelijk ongeveer de gelijk aan de dikte van de deklaag, en bij een krater radius van 2 -3 m zal de gehele uittredende cirkel door de krater beïnvloed wordt. Een toename van de krater afmeting heeft hierna weinig invloed.

Voor kritieke situatie 2 heeft de radius van de krater veel effect, zie Figuur B.67b. Dit komt doordat de deklaag in deze situatie dik is. Tot aan een radius van 7 tot 10 m heeft de krater afmeting significant effect, hierna neemt ook in deze situatie het effect af.

Op basis van deze studie kan niet uitgesloten worden dat kleine kraters geen invloed hebben wanneer opdrijven van de krater plaats vind.



Figuur B.67 Het effect van verschillen in krater radius voor de kritiek situatie met opdrijven van de krater.

Krater diepte

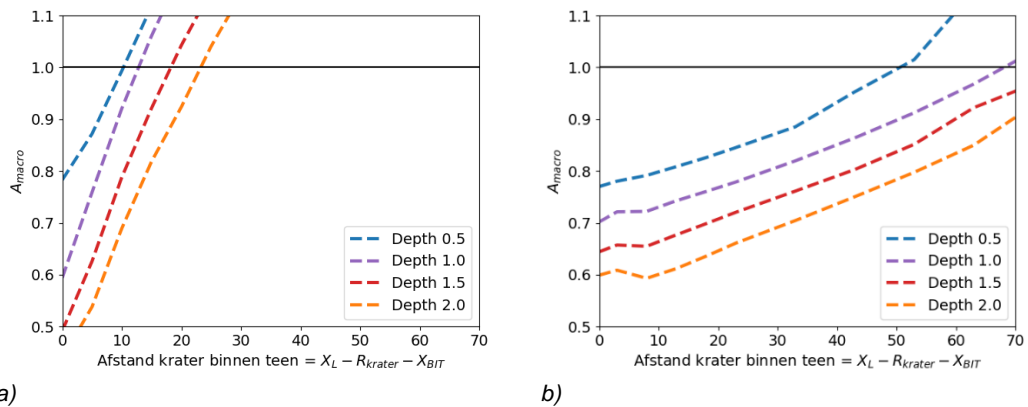
Voor de twee kritieke situaties is de diepte van de krater gewijzigd om te bepalen wat het effect is van de krater grootte. De radius van de krater is hierbij nog steeds 5 m. Doordat een diepere krater wordt berekend, kan er eerder opdrijven plaatsvinden. Dit is in situatie 1 van belang, aangezien hier de situatie beoordeeld wordt waarbij opdrijven in de krater net aan plaats vindt. De eigenschappen in situatie 1 zijn daarom aangepast:

Situatie 1:

- Gamma = 18, D = 2.4 m en Diepte krater = 0.5 m.
- Gamma = 18, D = 3.5 m en Diepte krater = 1.0 m.
- Gamma = 18, D = 4.6 m en Diepte krater = 1.5 m.
- Gamma = 18, D = 5.7 m en Diepte krater = 2.0 m.

Het is niet noodzakelijk de eigenschappen van de deklaag in situatie 2 aan te passen aangezien hier voorkomen wordt dat de deklaag net niet opdrijft, en deze situatie is onafhankelijk van de diepte van de krater.

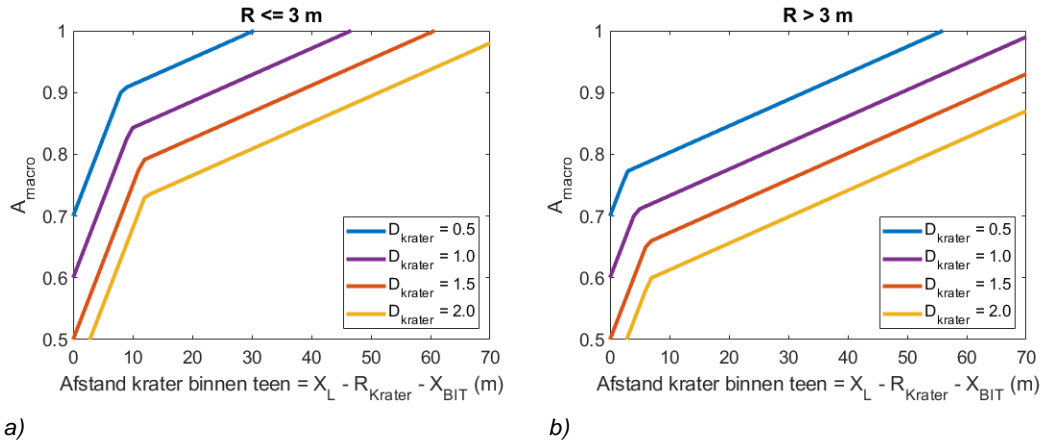
De diepte van de krater heeft veel invloed op het effect van de krater, en zorgt voor een bijna lineaire toename van het effect van de krater.



Figuur B.68 Het effect van verschillen in krater diepte voor de kritiek situatie met opdrijven van de krater.

Besliscriteria voor kraters in het achterland met opdrijven van de krater:

Uit de hiervoor beschreven simulaties blijkt dat in de meeste gevallen kritieke situatie 1 dominant is bij korte afstanden tot de binnen teen. Na ongeveer 10 m wordt kritieke situatie 2 vervolgens dominant. Dit kan samengevoegd worden in grafieken voor A_{macro} op basis van de krater afmetingen. Hierbij is aangenomen dat een verandering in krater straal of krater diepte voor iedere kritieke situatie een constant verschil in A_{macro} op levert (de twee effecten zijn bij elkaar opgeteld).



Figuur B.69 De besliscriteria voor verschillende krater afmetingen bij de kritiek situaties met opdrijven van de krater.

B.4.5 Afleiding besliscriteria voor kraters in de berm

Bij een krater in de berm zijn twee mogelijke glijcirkels van belang: de glijcirkel die uittreed in de krater, en de glijcirkel die uittreed in het originele uittrede punt. Welke van deze glijcirkels kritiek is, is afhankelijk van de bijdrage van de originele berm, de afmeting van de krater en de locatie van de krater. Doordat de glijcirkel met krater niet groter zal zijn dan de oorspronkelijke glijcirkel zijn de verschillen tussen de opdrijf situaties hier minder van invloed.

Om een representatieve, conservatieve situatie te bepalen worden de volgende parameters gevarieerd voor verschillende deklagen:

- Dijkhoogte.
- Berm lengte (enkel dijprofielen met berm worden beoordeeld).
- Dikte van de deklaag.
- Eigen gewicht van de deklaag.
- Sterkte van de deklaag.

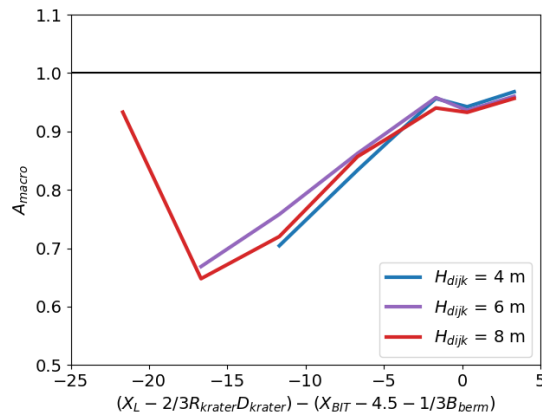
In eerste instantie worden de afmetingen van de kraters niet gewijzigd. Er wordt constant gerekend met een radius van 5 meter en een diepte van 1.0 m. Nadat het effect van variaties in de dijkparameters gevonden is wordt het effect van de krater grootte voor de meest kritieke situatie bepaald. Tijdens deze studie is bepaald dat er voor het effect van de krater afmeting en berm lengte kan worden gecompenseerd (zie de studie naar krater radius en diepte. Hiervoor wordt een afstand tussen een referentie punt van de krater en een referentie punt gelegen langs de berm (op 2/3 van de berm lengte). Deze afstand kan worden berekend met de volgende formule:

$$x_{referentie\ krater} - x_{referentie\ berm} = (x_L - \frac{2}{3} R_{Krater} D_{Krater}) - (x_{BIT} - 4.5 - \frac{1}{3} B_{berm}) \quad (B.15)$$

Deze referentie afstand wordt in de grafieken binnen deze paragraaf gebruikt.

Dijkhoogte

- $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$.
- $S = 0.3$.
- Bermlengte = 20 m.
- Dijkhoogte = variabel.
- Deklaag dikte = 5 m.

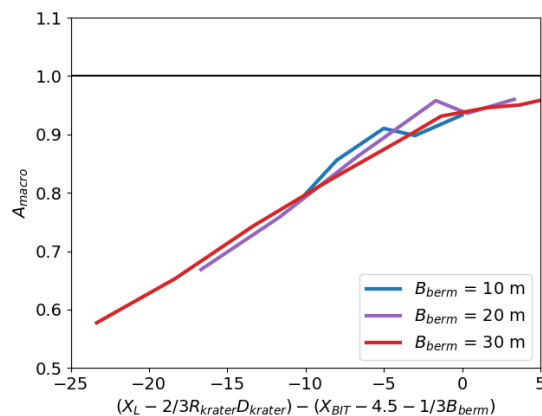


Figuur B.70 Het effect van verschillen in dijkhoogte voor een krater in de berm.

De dijkhoogte heeft weinig effect op de relatieve bijdrage van de krater in de berm. Voor de dijkhoogte van 8 m, wordt tevens 1 krater in het binnentalud boven de berm berekend. Door de afname van de aandrijvende kracht bij deze krater is het effect relatief klein. Dit toont aan dat een krater aan het begin van de berm een zwakkere situatie oplevert dan een krater in het talud boven de berm.

Bermlengte

- $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$.
- $S = 0.3$.
- Bermlengte = variabel.
- Dijkhoogte = 6 m.
- Deklaag dikte is 5.0 m.

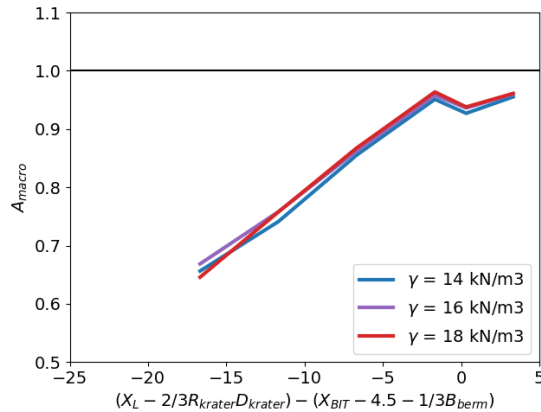


Figuur B.71 Het effect van verschillen in bermlengte voor een krater in de berm.

De verschillen in bermlengte worden opgevangen met de referentie positie van de berm (gebruikt in de x-as van de figuur). Hierdoor kan met een eenvoudige berekening het effect van de bermlengte worden meegenomen.

Gewicht van de deklaag

- Gamma = variabel.
- S = 0.3.
- Berm lengte = 20 m.
- Dijkhoogte = 6 m.
- Deklaag dikte is 5 m.

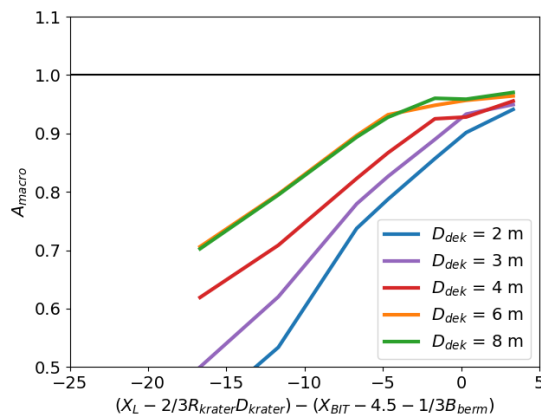


Figuur B.72 Het effect van verschillen in eigen gewicht van de deklaag voor een krater in de berm.

Het eigen gewicht van de deklaag heeft weinig effect op de relatieve bijdrage van de krater.

Dikte van de deklaag

- Gamma = 16 kN/m³.
- S = 0.3.
- Berm lengte = 20 m.
- Dijkhoogte = 6 m.
- Deklaag dikte is variabel.

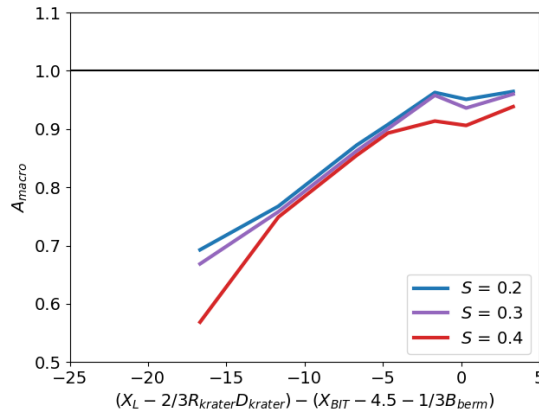


Figuur B.73 Het effect van verschillen in dikte van de deklaag voor een krater in de berm.

Een dunnere dikte van de deklaag zorgt voor een groter effect van de krater, omdat relatieve veel materiaal door de krater wordt verwijderd. De veiligheidsfactor voor deklagen kleiner dan 4 m is groter dan 1.5 (zonder krater). Deze situatie wordt als over conservatief ingeschat (de dijk zal sterker zijn dan strikt noodzakelijk waardoor kraters minder snel kritiek zullen zijn). Er wordt daarom voor het afleiding van het effect van een krater in de berm een deklaag dikte van 4 m toegepast.

Sterkte van de deklaag

- $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$.
- $S = \text{variabel}$.
- Berm lengte = 20 m.
- Dijkhoogte = 6 m.
- Deklaag dikte is 5.0 m.



Figuur B.74 Het effect van verschillen in sterkte van de deklaag voor een krater in de berm.

Een sterkere deklaag verhoogt het effect van de berm en hierdoor het effect van de krater in de berm. heeft relatief invloed op het effect van de krater. De veiligheidsfactor voor deklagen met een $S = 0.4$ is groter dan 1.5 (zonder krater). Deze situatie wordt als over conservatief ingeschat (de dijk zal sterker zijn dan strikt noodzakelijk waardoor kraters minder snel kritiek zullen zijn). Er wordt daarom voor het afleiding van het effect van een krater in de berm een deklaag sterkte van $S = 0.3$ toegepast. Het verschil in A_{macro} zal overigens relatief klein zijn mocht er een hogere sterkte aanwezig zijn.

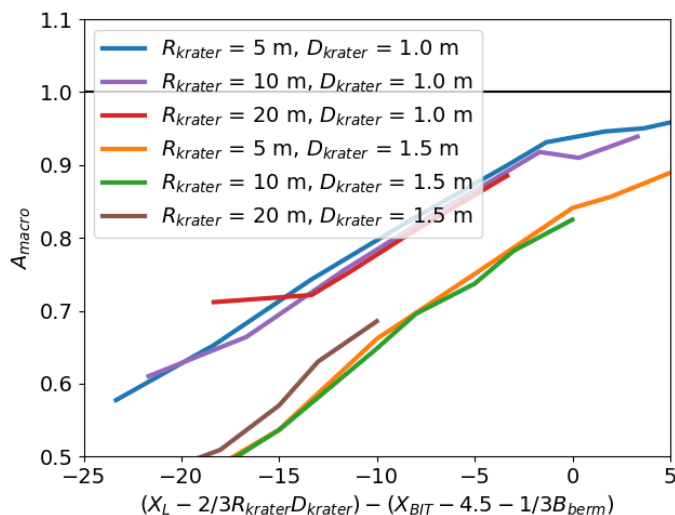
Referentie situatie

Op basis van de hiervoor beschreven parameter studie is een representatieve referentie situatie gekozen, zoals beschreven in de onderstaande tabel. Voor deze referentie situatie is het effect van de krater afmeting onderzocht.

Tabel B.15 Referentie situatie voor macro-instabiliteits met kraters in de berm.

	Referentie situatie: Krater in de berm
Hoogte	Laag: 4 m
Bermlengte	Lang: 30 m
Gamma	Gemiddeld: 16 kN/m^3
Deklaag dikte	Laag: 4.0 m
Sterkte deklaag	Gemiddeld: 0.3

Krater afmeting (referentie situatie)

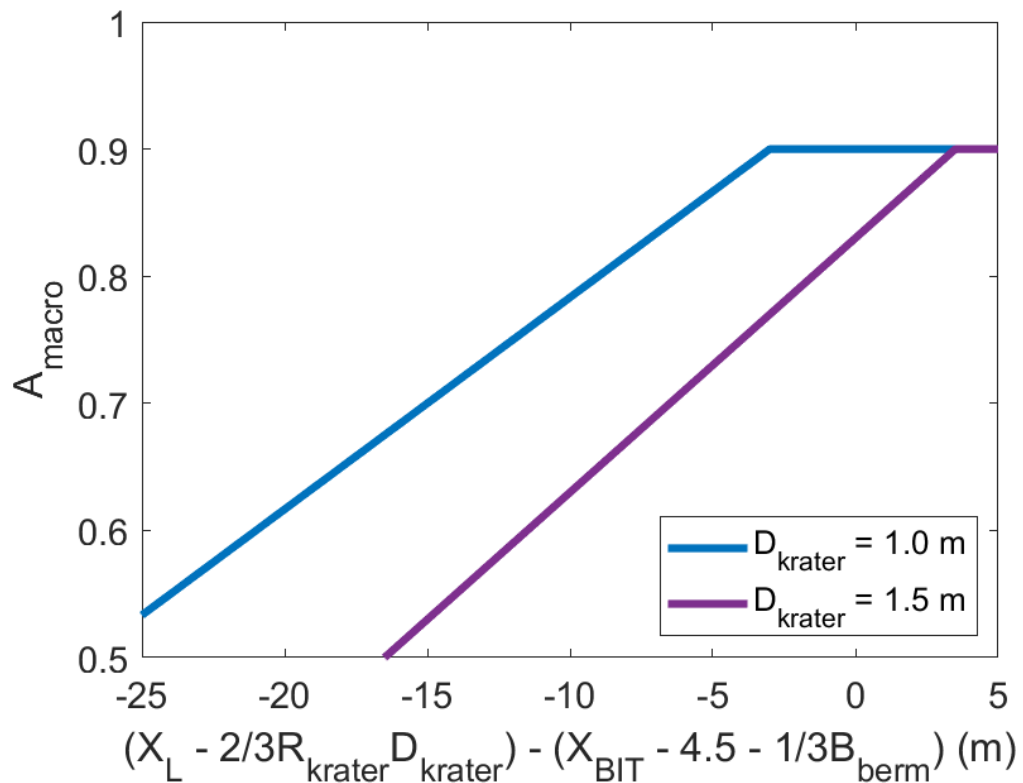


Figuur B.75 Het effect van verschillen in krater afmeting op het effect van een krater in de berm.

De figuur toont aan dat de correctie vergelijking het effect van de krater radius goed corrigeert, tot aan een A_{macro} van ongeveer 0.9. Er wordt daarom aangeraden om een A_{macro} van maximaal 0.9 toe te passen. De diepte van de krater wordt niet volledig afgevangen door de correctie vergelijking. Er zijn daarom voor een kraterdiepte van 1.0 en 1.5 m grafieken afgeleid, waarmee A_{macro} kan worden ingeschat.

Besliscriteria voor kraters in de berm:

Uit de hiervoor beschreven simulaties volgt een besliscriteria waarmee A_{macro} kan worden ingeschat op basis van de berm lengte en krater afmetingen, welke in onderstaande figuur is weergegeven.



Voor andere krater dieptes (tussen de 1.0 en 1.5 m) kan geïnterpoleerd worden. Voor krater dieptes boven de 1.5 m wordt aangeraden om een stabiliteits berekening uit te voeren, omdat de krater nu tevens de deklaag aantast. Deze situatie is te complex om met een eenvoudige berekening af te vangen. Kraterdiepte kleiner dan 1.0 m vallen over het algemeen samen met een kleine krater radius. Voor deze afmeting zal de grafiek van 1.0 m in veel gevallen al tot goedkeuring van de leiding kunnen leiden, en extra grafiek is daarom niet afgeleid. In dien dit niet het geval is, kan voor deze kleine kraters met een stabiliteits berekeningen scherper worden beoordeeld.

B.5 Macro-instabiliteit door Sluipend lek

B.5.1 Proces

Indien een sluipend lek ontstaat, kan dit in de dijk leiden tot een hogere freatische lijn. In dit rapport wordt in combinatie met hoogwater een volledige verzadiging van de dijk aangenomen. De verhoogde freatische lijn zal de kans op een dijkschuiving (macro-instabiliteit) lokaal verhogen. Vergelijkbaar met macro-instabiliteit door een krater is ook hier sprake van een lokaal effect, wat mogelijk veel impact heeft op de doorsnede, maar minder impact op het 3D glijvlak. Door de onzekerheid rondom de verzadiging in lengte richting met een sluipend lek en de grote van glijvlakken, is ook voor sluipende lekken gekozen voor een 2D benadering. Deze benadering kan dus als conservatief worden gezien.

B.5.2 Voorbeeldcasus

Voor macro-instabiliteit door een sluipend lek kan, net als voor macro-instabiliteit door een krater, gebruik gemaakt worden van de relatieve veiligheidsfactor. Hiervoor kan Figuur B.45 her gebruikt worden.

Er wordt aangenomen dat een sluipend lek een volledige verzadiging van het dijklichaam veroorzaakt. Naar aanleiding van deze aanname kan wederom een afname van de veiligheidsfactor worden bepaald. Er is aangenomen dat deze (net als de afname voor macro-instabiliteit door een krater) voornamelijk afhankelijk is van het eigen gewicht van de deklaag:

Doordat krater afmetingen geen rol spelen, en er maar 1 dijkgeometrie behandeld wordt kan er daarom volstaan worden met 3 berekeningen om een inschatting te krijgen van A_{macro}

- $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ - $A_{macro} = FoS_{lek} / FoS_{intact} = 0.70 / 0.84 = 0.83$.
- $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ - $A_{macro} = FoS_{lek} / FoS_{intact} = 0.75 / 0.92 = 0.82$.
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - $A_{macro} = FoS_{lek} / FoS_{intact} = 0.85 / 1.06 = 0.80$.

Besliscriteria sluipend lek

Door de kleine verschillen in A_{macro} is voor een sluipend lek gekozen voor een vaste waarde van $A_{macro} = 0.8$.

B.5.3 Algemeen

Er wordt verwacht dat de afname A_{macro} met name wordt beïnvloed door situaties waarin de relatieve bijdrage van de volledige verzadiging af of toeneemt. Bij een kleiner glijvlak wat voornamelijk door het dijklichaam optreedt zal het effect relatief groot zijn. Bij een groter glijvlak zal het effect van het sluipende lek (relatief) afnemen. Het effect van verschillende dijkgeometrieën op de afname A_{macro} bij een sluipend lek is daarom onderzocht, door enkele parameter studies uit te voeren.

De basis casus die hierbij gebruikt is, is een dijkhoogte van 5 meter, deklaag dikte van 5 m, een eigen gewicht van de deklaag van 16 kN/m^3 , een sterkte van de deklaag $S = 0.3$ en geen berm. Deze basis casus levert een A_{macro} van 0.82 op. In de parameter studies is telkens 1 parameter gewijzigd. Uit de parameter studie blijkt, dat de parameters weinig effect hebben op A_{macro} , met uitzondering van de berm lengte. Door de kleine verschillen is, besloten enkel het effect van de bermlengte mee te nemen in de beslisregels, en eventuele kleine variaties door de andere parameters af te vangen met een conservatieve A_{macro} .

Hoogte

De hoogte van de dijk zorgt voor een kleine variatie in A_{macro} . A_{macro} varieert tussen de 0.79 en 0.85. Er is hierin geen eenduidig patroon te herkennen.

Hoogte (m)	A_{macro}
3	0.79
4	0.85
5	0.82
6	0.83

Deklaag dikte

De dikte van de deklaag onder de dijk zorgt voor een zeer kleine variatie in A_{macro} . A_{macro} varieert tussen de 0.80 en 0.82. A_{macro} neemt hierbij af bij een toename van de dikte van deklaag.

Dikte deklaag (m)	A_{macro}
3	0.82
4	0.83
5	0.82
6	0.82
7	0.80
8	0.80

Eigengewicht van de deklaag

Het eigen gewicht van de deklaag onder de dijk zorgt voor een zeer kleine variatie in A_{macro} . A_{macro} varieert tussen de 0.82 en 0.84. A_{macro} neemt hierbij af bij een toename van het eigen gewicht van de deklaag.

Eigen gewicht deklaag (kN/m ³)	A_{macro}
14	0.84
16	0.82
18	0.82

Sterkte van de deklaag

De sterkte van de deklaag onder de dijk zorgt voor een zeer kleine variatie in A_{macro} . A_{macro} varieert tussen de 0.80 en 0.83. A_{macro} neemt hierbij af bij een toename van het eigen gewicht van de deklaag.

Eigen gewicht deklaag (kN/m ³)	A_{macro}
14	0.83
16	0.82
18	0.80

Berm lengte

De lengte van de berm achter de dijk leidt tot grotere variaties in A_{macro} . De waarde van A_{macro} varieert tussen de 0.82 en 0.94. De waarde van A_{macro} neemt hierbij toe bij een toename van de lengte van de berm, omdat de verzadiging van de dijk (relatief) minder invloed heeft op het glijvlak (de afmeting van het glijvlak neemt toe, terwijl de verzadiging vrijwel gelijk blijft). Met name het verschil tussen geen berm en een kleine berm is groot.

Berm lengte (m)	A_{macro}
0	0.82
5	0.87
10	0.90
20	0.92
30	0.94

Besliscriteria

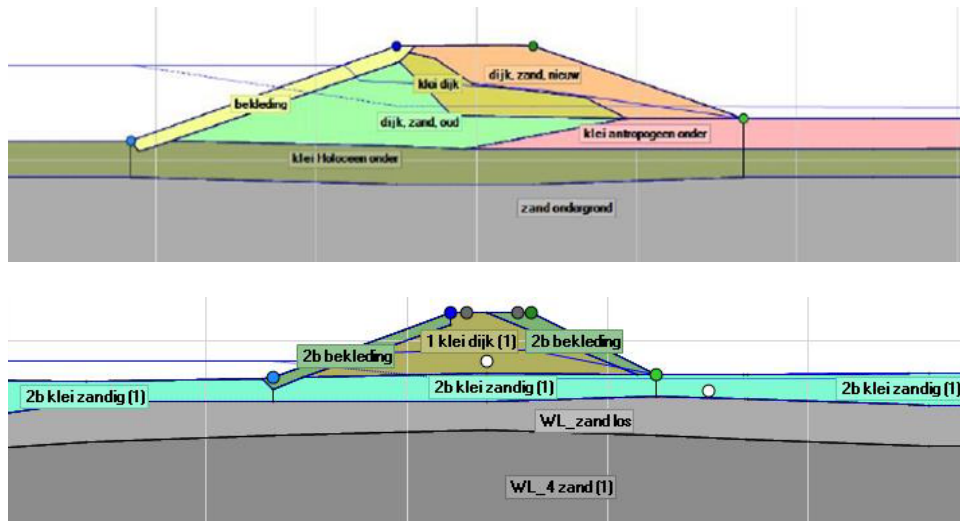
Een conservatieve inschatting van A_{macro} voor sluipende lekken kan gemaakt worden op basis van de lengte van de berm. Hierbij is kleine conservatieve marge aangehouden voor het effect van de overige parameters.

Berm lengte	A_{macro}
0 m	0.79
5 m	0.84
10 m	0.87
> 15 m	0.9

C Overzicht dijkprofielen rivierengebied

Deze bijlage presenteert een overzicht van de verwachte dijk geometrieën langs de boven en benedenstroomse delen van de rijen en maas.

C.1 IJssel bovenstrooms

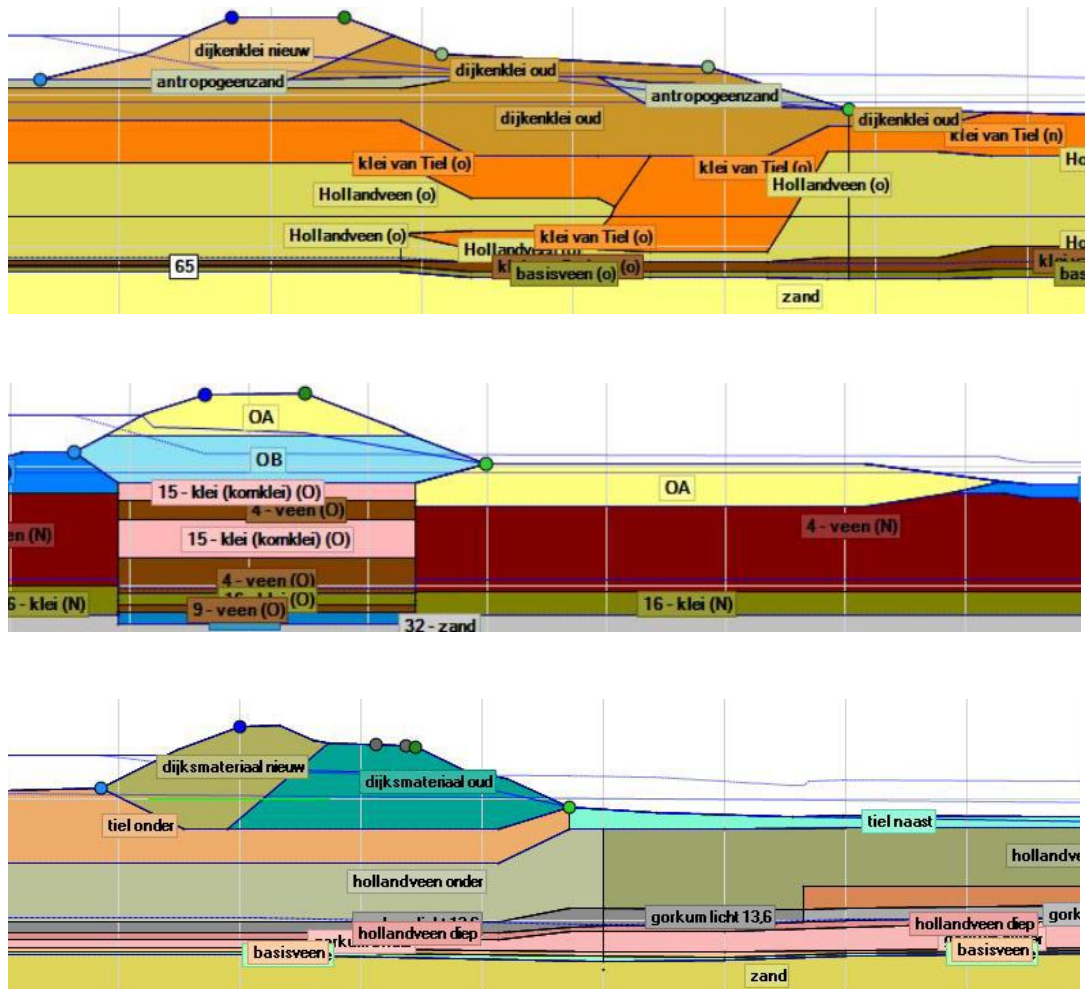


Figuur C.1 Dijkgeometrie voor het bovenstrooms gebied van de IJssel.

Tabel C.1 Samenvatting van de dijkgeometrieën in het bovenstroomse gebied van de IJssel.

	Minimale waarde	Maximale waarde
Helling binnentalud	2	3
Helling buitentalud	3	3
Dijkhoogte	3	4.5
Kruinbreedte	4	8.5
Bermlengte	0	8.5
Deklaagdikte	1	4

C.2 Lek en Neder-Rijn

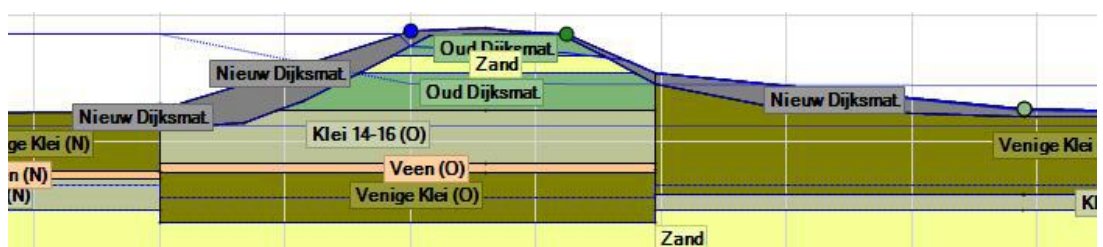


Figuur C.2 Dijkgeometrie voor de Lek.

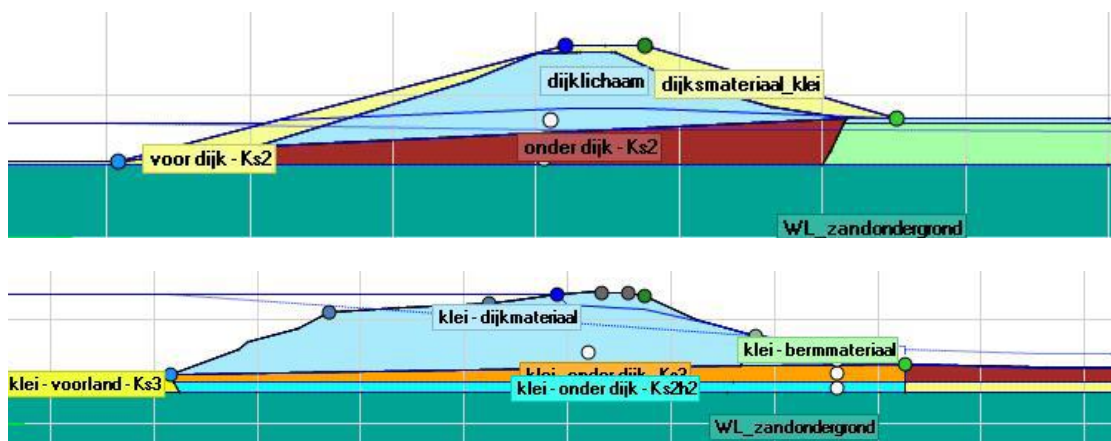
Tabel C.2 Samenvatting van de dijkgeometrieën aan de Lek.

	Minimale waarde	Maximale waarde
Helling binnentalud	2	4
Helling buitentalud	2	3
Dijkhoogte	5	7
Kruinbreedte	7	14.5
Bermlengte	0	30
Deklaagdikte	8	14

C.3 Waal benedenstreams



C.4 Waal bovenstreams

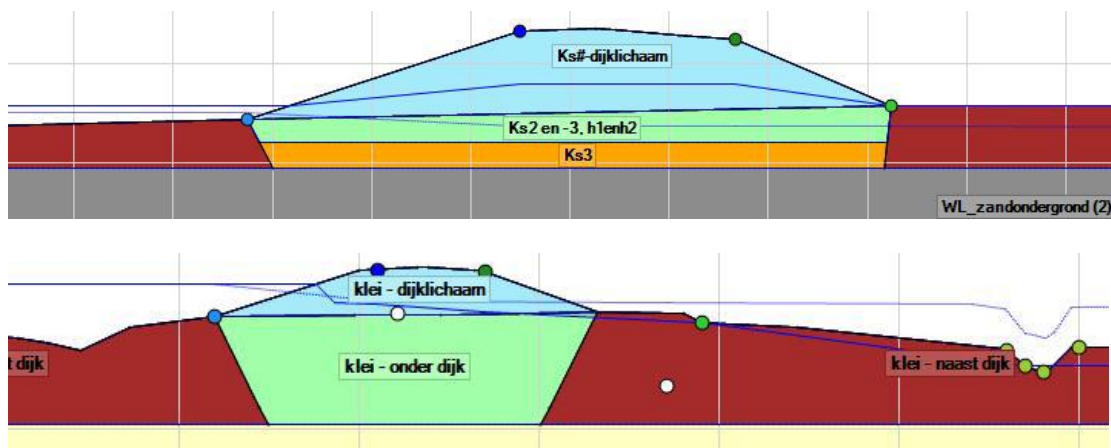


Figuur C.4 Dijkgeometrie voor het bovenstreams gebied van de Waal.

Tabel C.4 Samenvatting van de dijkgeometrieen in het bovenstreamse gebied van de Waal.

	Minimale waarde	Maximale waarde
Helling binnentalud	2.5	3.5
Helling buitentalud	4	5
Dijkhoogte	5	7
Kruinbreedte	5	8.5
Bermlengte	0	10
Deklaagdikte	0	3

C.5 Maas bovenstreams



Figuur C.5 Dijkgeometrie voor het bovenstreams gebied van de Maas.

Tabel C.5 Samenvatting van de dijkgeometrieën in het bovenstroomse gebied van de Maas.

	Minimale waarde	Maximale waarde
Helling binnentalud	2.5	3.0
Helling buitentalud	3	3.5
Dijkhoogte	3	4
Kruinbreedte	7	8.5
Bermlengte	0	5
Deklaagdikte	3	4

D Bevindingen en advies SSWN

Aan: De Innovatieversneller (DIV)
Van: Strategische Samenwerking Water- en Netbeheerders (SSWN)
Betreft: Bevinding en advies SSWN op rapport 'Filter voor parallel gelegen leidingen in en nabij primaire waterkeringen', Deltares, 11208200-000-GEO-0001, concept van 17 oktober 2023
Datum: 27 november 2023
Status: Definitief

Aanleiding

In opdracht van het project De Innovatieversneller (DIV) is door Deltares in 2022 een filtermethode ontwikkeld voor de veiligheidsbeoordeling van parallelle leidingen in primaire waterkeringen in het gehele rivierengebied. In afstemming met DIV is daarbij de Strategische Samenwerking Water- en Netbeheerders (SSWN) betrokken voor review en begeleiding.

Een filtermethode voor parallelle leidingen in primaire waterkeringen is van belang om te voorkomen dat er een onnodige inspanning wordt geleverd bij veiligheidsbeoordelingen en/of dat dergelijke beoordelingen uit de weg worden gegaan uit angst voor de mogelijke complexiteit daarvan. Daar waar leidingen een evidente bedreiging vormen voor de waterveiligheid dienen maatregelen te worden getroffen. Een eenvoudige filtermethode kan daarvoor snel de benodigde duidelijkheid geven. Ook kan een eenvoudige filtermethode bijdragen aan de efficiëntie van de beoordeling van waterkeringen door snel duidelijk te maken of een bepaalde situatie voldoende veilig is.

Bevinding SSWN

Hoewel er overeenstemming bestond over de meerwaarde en het doel van een filtermethode, verschilden SSWN en Deltares van inzicht over de manier om deze te ontwikkelen. Dit heeft in de Plan van Aanpak-fase geleid tot het voorstel om eerst een concreet voorbeeld uit te werken, alvorens de ontwikkeling van de volledige filtermethode op te pakken. Ook over het voorstel voor de voorbeelduitwerking bestond echter verschil van inzicht. Ondanks het negatieve advies van SSWN hierover aan DIV ('no-go advies') is de uitwerking van het voorbeeld doorgezet. Zonder verdere betrokkenheid van SSWN is aansluitend ook de bredere filtermethode in concept ontwikkeld door Deltares. Na intensief overleg tussen de betrokken partijen over deze procesgang is de ontstane impasse doorbroken. Vervolgens heeft SSWN het concept van de bredere filtermethode alsnog gereviewd, met het oog op het belang van een filtermethode voor de praktijk.

De review is in twee stappen verlopen. SSWN heeft eerst de conceptversie van 1 juni 2023 gereviewd. Het commentaar van SSWN is door Deltares meegenomen bij het opstellen van de conceptversie van 17 oktober 2023. SSWN heeft vervolgens de versie van 17 oktober 2023 gereviewd, waarbij vooral is gekeken naar de reactie op en verwerking van het commentaar op het voorgaande concept. Op basis daarvan heeft SSWN nog diverse aanbevelingen gedaan voor verbetering van het filter. Door Deltares is aangegeven dat een deel van deze aanbevelingen zal worden overgenomen. Het betreft veelal tekstuele verduidelijkingen en enkele aanvullingen, zoals over conditieverklaringen, de restlevensduur van leidingen en de toegepaste faalfrequenties voor leidingen. De voornaamste aanbeveling van SSWN was en is echter fundamenteeler van aard. SSWN heeft begrepen dat deze niet meer binnen de context van het project kan worden opgepakt. Ze houdt verband met de gevolgde aanpak en heeft haar weerslag op de fijnmazigheid van het filter en de onderbouwing van de daarin te hanteren parameterwaarden (overgangskansen). Dat lichten we hieronder toe.

De uitwerking van de filtermethode door Deltares is gebaseerd op modelberekeningen volgens vooraf gekozen uitgangspunten. SSWN had de voorkeur gegeven aan een werkwijze waarbij was gestart vanuit een gedetailleerde beschrijving van het faalproces in verschillende omstandigheden ('verhaal van de dijk') en dat pas daarna gericht en waar nodig passende modelberekeningen waren gemaakt. Een dergelijke werkwijze past ook beter bij de aanpak die ook door bijvoorbeeld DIV, BOI, Adviesteam Dijkontwerp en ENW wordt gestimuleerd.

Door de gevolgde aanpak van Deltares blijven potentieel relevante omstandigheden bij voorbaat buiten beeld. Ook doen de uitgevoerde berekeningen soms geen recht aan de realiteit, bijvoorbeeld door het negeren van 3D-effecten (bijvoorbeeld veronderstellen dat lokale schades over grote lengtes aanwezig zijn) of door het negeren van de schakels/omstandigheden binnen het faalproces (bijvoorbeeld omstandigheden combineren die elkaar praktisch uitsluiten).

De gehanteerde rekenkundige uitgangspunten zijn vrijwel zonder uitzondering zeer conservatief. Mede hierdoor ontbreekt het bijvoorbeeld aan een eenvoudige uitwerking waarmee kleine diameter-, lage druk-leidingen ('tuinslangen') snel uitgefilterd kunnen worden. Toch is het moeilijk om te stellen dat het ontwikkelde filter altijd conservatieve uitkomsten zal geven. Dit houdt verband met de vele benaderingen bij de verwerking van de berekeningsresultaten. Zo zijn stabiliteitsfactoren uit grote aantallen semi-probabilistische macrostabiliteitsberekeningen omgezet naar verschilfactoren, op basis waarvan algemeen te hanteren verschilfactoren zijn bepaald, waaruit betrouwbaarheidsindices op jaarbasis voor diverse situaties en normen zijn geschat, die worden gebruikt als overgangskansen gegeven hoogwater. De resultaten zijn vervat in grafieken die een grote mate van precisie suggereren, maar waarvan de uitkomsten moeilijk op waarde zijn te schatten. Hoewel SSWN *vermoedt* dat de filtermethode veelal conservatief zal zijn, kan SSWN niet bevestigen dat dit ook altijd het geval zal zijn.

Advies SSWN

Gelet op het bovenstaande adviseert SSWN aan DIV, danwel aan de gebruikers van het ontwikkelde filter, om het volgende te doen:

1. Pas de filtermethode toe maar controleer of de overgangskansen passend zijn bij de verwachting en voer ter controle desnoods aanvullende analyses uit. Stel vervolgens een beperkt aantal begrijpelijke overgangskansen vast (bijvoorbeeld 1/10, 1/100 et cetera) die passen bij specifieke omstandigheden in het beheersgebied.

en/of

2. Herzien de uitwerking en onderbouwing van overgangskansen ten aanzien van in elk geval macrostabiliteit binnenwaarts (STBI), opbarsten en piping (STPH) en direct falen. Start hierbij vanuit de fysica/'het verhaal van de dijk' en beschrijf in voldoende detail hoe het faalproces eruit kan zien onder uiteenlopende omstandigheden (dus niet zoiets als: 'aangenomen wordt dat een sluipend lek nooit merkbaar is en altijd leidt tot volledige verzadiging maar alleen bij hoogwater'). Kortom: start vanuit een voldoende uitvoerige beschrijving van het faalproces, visualiseer dit aan de hand van faalpaden en gebeurtenissenbomen en stripverhalen, vereenvoudig van daaruit, en reken per schakel zo weinig en zo gericht mogelijk.

Ten slotte

Vanuit SSWN hopen we met bovenstaande een bijdrage te leveren aan de introductie van een eenvoudige beoordelingsmethode en concrete, praktisch toepasbare filters voor parallelle leidingen in primaire waterkeringen in het gehele rivierengebied.

Namens SSWN:

Nisa Nurmohamed (projectmanager)
Ruben Jongejan (specialist)
Harry Schelfhout (specialist)
Jan Spiekhout (specialist)

Deltares is een onafhankelijk kennisinstituut voor toegepast onderzoek op het gebied van water en ondergrond. Wereldwijd werken we aan slimme oplossingen voor mens, milieu en maatschappij.

Deltares

www.deltares.nl