

Faalkansanalyses Leidingkruisingen WOS

Methodiek



Faalkansanalyses Leidingkruisingen WOS
Methodiek

Faalkansanalyses Leidingkruisingen WOS
Methodiek




Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland (WSRL)
Contactpersoon	Gerwin Booms
Referenties	WSRL opdrachtbevestiging met kenmerk 2020160884/2020160928
Trefwoorden	Waterkeringen, Wolferen-Sprok, Leidingkruisingen, Faalkansanalyse

Documentgegevens

Versie	1.1
Datum	27 oktober 2022
Projectnummer	11206705-002
Document ID	11206705-002-GEO-0002
Pagina's	104
Classificatie	
Status	Definitief

Auteur(s)

M. Visschedijk (Deltares)	Samenvatting, H1, H2, H3, H4, H6, Bijlage A, Redactie
P. Meijers (Deltares)	H5, Bijlage B
D. Mastbergen (Deltares)	Bijlage C
G. Gaal, J. Spiekhout, T. Vrouwenvelder (TNO)	Bijlage D
M. Hop (De Betuwse Waard)	Bijlage E

Doc. Versie	Namens de auteurs	Controle	Akkoord
1.1	M.A.T. Visschedijk 	H.M.G. Kruse 	A.T. Aantjes 

Samenvatting

Voorliggend rapport beschrijft en onderbouwt de binnen het dijkversterkingsproject Wolferen-Sprok (WOS) toe te passen methodiek voor integrale faalkansanalyses van de volgende twee groepen van leidingkruisingen:

- De kruising van de 36 inch gasleidingen A505 en A507 en de Vitens waterleiding, ter plaatse van dijkvak 232/233.
- De kruising van de 48 inch gasleidingen A524 en A533, ter plaatse van dijkvak 217/218.

Binnen een integrale faalkansanalyse wordt een complete gebeurtenissenboom doorgerekend, vanaf leidingfalen tot en met dijkfalen. Uit deze analyse volgt direct of de overstromingskans op de locaties met de kruisende leidingen kleiner is dan de maximaal toelaatbare waarde. Wanneer dat het geval blijkt zijn er geen maatregelen nodig, zoals bijvoorbeeld de in de NEN-3651 genoemde damwand of kistdam.

De individuele toename van de dijkfaalkans door falen van de Vitens waterleiding en van de A505 gasleiding is eerder al beschouwd binnen het onderzoek van de 'Projectoverstijgende Verkenning Kabels en Leidingen' (POV K&L). Sindsdien is het dijkverbeteringsontwerp veranderd en zijn de door de het ontwerpteam 'De Betuwse Waard' (DBW) gedefinieerde uitgangspunten gewijzigd. De uiteindelijk voor alle definitieve faalkansanalyses toe te passen aanpak is in het voorliggende rapport beschreven, waar nodig geactualiseerd en ten slotte ook uitgebreid voor wat betreft de lekgroottes en de kraters bij falen van de 48 inch leidingen.

In dit rapport ligt het accent vooral op de vraag of en hoe de volgende extra aspecten moeten worden meegenomen:

- De eventuele invloed van leidingfalen door 'secundaire vervormingen' op de dijkfaalkans. Met 'secundaire vervormingen' wordt bedoeld: de aantasting of vervorming van de dijk of van de nabije omgeving, tijdens of direct na hoogwateromstandigheden, door:
 - erosie van het buitentalud;
 - erosie van het binnentalud door overslag;
 - afschuiven van het buitentalud;
 - opdrijven en opbarsten van de deklaag achter de dijk.
- Het effect van leidingfalen op dijkfalen door het afschuiven van het buitentalud.
- De invloed van additioneel leidingfalen door 'domino-effecten' op de dijkfaalkans. Domino-effecten betreffen de effecten die initieel falen van één leiding hebben op een dichtbijgelegen leiding. Dat speelt bij de A507 en Vitens leidingen en bij de A524 en A533 leidingen.

Na een stapsgewijze analyse wordt geconcludeerd dat secundaire vervormingen de dijkfaalkans voor de beschouwde locaties niet significant beïnvloeden. De schuifsterkte van het dijkmateriaal onder de freatische lijn is daarbij geoptimaliseerd, op basis van recent POVM-onderzoek naar de sterkte van slecht doorlatende (cohesieve) grond boven de dagelijkse grondwaterstand. Deze optimalisatie wijkt af van de bij de dijkversterking gekozen modellering.

De extra dijkfaalkans door domino-effecten blijkt op de beschouwde locaties al klein bij de zeer conservatieve aanname dat een breuk van de eerste leiding binnen een bepaalde invloedzone ook altijd leidt tot breuk van de nabijgelegen leiding. Dit komt omdat het domino-effect binnen de gehanteerde 2D schematisering alleen invloed heeft wanneer de gecombineerde krater dieper is of dichterbij de kruin van de dijk ligt dan bij falen van alleen de eerste leiding.

Begrippen, Symbolen en Afkortingen

Begrippen

Betrouwbaarheidseis	Zie "doelbetrouwbaarheid"
Betrouwbaarheidsindex (β)	Waarde die de mate van 'betrouwbaarheid' van een waterkering weergeeft. Een hoge waarde van de betrouwbaarheidsindex correspondeert met een kleine faalkans
Bezwijken	Voor een dijk is dit het verlies van inwendig evenwicht (bijvoorbeeld afschuiven) en/of het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen en/of ontoelaatbare grote aantasting van het dijkprofiel
Buitenwaterstand	De waterstand aan de waterzijde (buitenzijde) van de kering, die direct onder invloed staat van waterstand op de rivier
Critical State	De schuifspanningstoestand waarbij de uiteindelijke sterkte is bereikt en waarbij doorgaande schuifrek plaatsvindt bij gelijkblijvend volume
D-Stability	Software voor glijvlakberekeningen
Dijktraject	Een deel van een primaire waterkering waarvoor in de (Water)wet een toelaatbare overstromingskans is geformuleerd
Dijkvak	Een deel van een dijktraject waarin voor het te toetsen faalmechanisme min of meer gelijke geometrie, dijkopbouw, ondergrond en hydraulische belastingen mogen worden verondersteld
Doelbetrouwbaarheid	De minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex bij een bepaalde faalkanseis
Domino-effect	Het falen van een leiding dat wordt veroorzaakt door falen van een nabijgelegen leiding
Faalkans	Kans op overschrijden van een grenstoestand
Faalkans per dijktraject	De overstromingskans voor een traject
Faalkans per dijkdoorsnede en faalmechanisme	De kans op het optreden van een faalmechanisme zoals macro-instabiliteit in een dijkdoorsnede
Faalkanseis per dijktraject	De maximaal toelaatbare faalkans voor een traject. Voor primaire keringen is deze faalkanseis vastgelegd in een wettelijke norm
Faalkansberekening	Zie probabilistische analyse
Faalkansbegroting	Verdeling van de maximaal toelaatbare faalkans per dijktraject over de faalmechanismen.
Faalkansruimtefactor	De verhouding tussen de maximaal toelaatbare faalkans voor een mechanisme en de maximaal toelaatbare faalkans voor een dijktraject. Deze verhouding volgt uit de faalkansbegroting
Faalmechanisme	De wijze waarop de waterkering zijn kerende functie verliest, bijvoorbeeld door macro-instabiliteit
Faalpad	Een aaneenschakeling van een aantal gebeurtenissen die uiteindelijk leiden tot overstroming door verlies van de waterkerende functie (dijkfalen)
Falen	Het overschrijden van een grenstoestand

Freatische vlak	De vrije grondwaterspiegel, waar de waterdruk gelijk is aan nul
Gebeurtenissenboom	De combinatie van de mogelijke faalpaden die uiteindelijk leiden tot verlies van de waterkerende functie.
Glijvlakmodel	Rekenmodel waarmee de weerstand van een grondmoot tegen afschuiven langs een schuifvlak wordt berekend
Grenstoestand	Toestand waarin de sterkte van een waterkering of een onderdeel daarvan nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen.
Heave	Situatie waarbij verticale korrelspanningen in een zandlaag wegvallen onder invloed van een verticale grondwaterstroming
Integrale faalkansanalyse	Binnen een integrale faalkansanalyse wordt een complete gebeurtenissenboom doorgerekend, vanaf de kans op verschillende begingebourtenissen tot en met de kans op dijkfalen.
Karakteristieke waarde	Waarde van een stochastisch variabele met een standaard onder- of overschrijdingskans. De karakteristieke sterkte van grond is bijvoorbeeld de sterkte met 5 % onderschrijdingskans
Lengte-effect	Invloed van de door ruimtelijke autocorrelatie bepaalde variaties van dijk- en ondergrondeigenschappen binnen een dijktraject op de faalkans van (een faalspoor binnen) dat dijktraject. Getalsmatig gezien gelijk aan de verhouding tussen de faalkans van een "uniform" dijktraject en de faalkans van een dwarsdoorsnede uit dat traject
Macro-instabiliteit	Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones
Macrostabiliteit	De weerstand tegen macro-instabiliteit
Norm (ondergrenswaarde)	De jaarlijks maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijktraject
Opbarsten	Scheuren (bezwijken) van de binnendijks gelegen afdekkende laag die is opgedreven als gevolg van een te grote wateroverspanning in de daaronder gelegen watervoerende laag
Opdrijven	Opdrijven (hydraulische grondbreuk) treedt op als de waterdruk in de bodem groter wordt dan het gewicht van het bovenliggende grondpakket
Overstromingskans	De kans dat een gebied overstroomt doordat een dijktraject zijn kerende functie verliest
Partiële veiligheidsfactor	Factor waarmee de representatieve waarden van sterkte en belasting worden aangepast om zeker te stellen dat gebruik van de resulterende rekenwaarden in een semi-probabilistische analyse leidt tot een faalkans kleiner dan de faalkanseis
Piping	Het ontstaan van holle pijpvormige ruimtes in zandlagen onder een waterkering (dijk of kunstwerk), ten gevolge van het meevoeren van zanddeeltjes door een geconcentreerde kwelstroom. Formeel is er sprake

	van piping indien deze ruimtes door terugschrijdende erosie uiteindelijk een doorgaand open kanaal vormen van intreepunt tot uittreepunt.
Probabilistische analyse	Analyse waarin de faalkans wordt bepaald op basis van een model met stochastische variabelen
Referentiehoogte	de referentiehoogte ofwel peil waaraan hoogtemetingen worden gerelateerd. Het Normaal Amsterdams Peil (meestal afgekort tot NAP) is de referentiehoogte in Nederland
Representatieve waarde	De waarde die door toepassing van een partiële factor tot een rekenwaarde leidt. Doorgaans gelijk aan de ongunstig gekozen karakteristieke waarde
Rekenwaarde	De rekenwaarde is de representatieve waarde gedeeld door (sterkte) - of vermenigvuldigd met (belasting) - een partiële veiligheidsfactor
Secundaire Vervormingen	De in dit rapport gehanteerde benaming voor situaties waarin de aantasting of vervorming van de dijk of van de deklaag tijdens of na hoogwateromstandigheden invloed kan hebben op leidingfalen
Semi-probabilistische analyse	Een deterministische analyse waarin conservatieve rekenwaarden voor sterkte en belasting worden toegepast door karakteristieke waarden te combineren met partiële veiligheidsfactoren
Stabiliteitsfactor	De factor waarin de verhouding tussen sterkte en belasting wordt uitgedrukt voor het mechanisme macrostabiliteit
Stochastische variabele	Een onzekere grootheid die wordt gekarakteriseerd door een kansverdelingsfunctie
Uiterste grenstoestand (UGT)	Voor een waterkering is dit de overgang naar door hoogwater veroorzaakte instabiliteit, overslag of erosie, als inleidende mechanismen voor overstroming
Unity Check	De verhouding tussen de rekenwaarde en de maximaal toelaatbare waarde van spanningen, krachten en momenten in constructies
Vak	Zie dijkvak
Variatiecoëfficiënt (V)	Quotiënt van standaardafwijking en verwachtingswaarde van een stochastische variabele. Wordt ook wel relatieve spreiding genoemd
Wrijvingshoek	De tangens van de wrijvingshoek (of meer formeel: de hoek van inwendige wrijving) beschrijft de verhouding tussen schuifsterkte en effectieve spanning. De waarde uit het laboratorium is afhankelijk van het type proef en van het rekniveau waarbij de verhouding wordt afgelezen
Verwachtingswaarde	Het gewogen gemiddelde van een stochastische variabele

Symbolen

β	Betrouwbaarheidsindex
$p(X)$	De kans op gebeurtenis X
P_f	De faalkans (van bijvoorbeeld een leiding of de dijk)
SF	De (macro)stabiliteitsfactor

Afkortingen

BEVB	Module B van het RIVM 'Besluit externe veiligheid buisleidingen'. Deze module is bedoeld voor hogedruk aardgasleidingen
CONCAWE	'CONservation of Clean Air and Water in Europe' – onderzoekscollectief van Europese olie-bedrijven
DBW	Ontwerpteam 'De Betuwse Waard'
DGWS	Dagelijkse grondwaterstand
EEM	Eindige-elementenmethode
EGIG	'European Gas pipeline Incident data Group'
GEBU	Grasbekledingen erosie buitentalud (WBI toetsspoor)
GEKB	Grasbekledingen erosie kruin en binnentalud (WBI toetsspoor)
KPR	Kennisplatform risicobeheersing (nu 'Adviesteam Dijkontwerp')
KWR	Onderzoeksinstituut van Nederlandse en Belgische waterleidingbedrijven
POV K&L	Projectoverstijgende Verkenning Kabels & Leidingen
POVM	Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit
NEN-3650	De Nederlandse serie normen voor transportleidingen
NEN-3651	Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken
NWO	Niet-waterkerend object (WBI toetsspoor)
SHANSEP	'Stress History and Normalized Soil Engineering Parameters' – model voor ongedraineerde schuifsterkte van cohesieve grond, zoals voorschreven binnen het WBI
SHM	Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit
STBI	Macrostabiliteit binnenwaarts (WBI toetsspoor)
STBU	Macrostabiliteit buitenwaarts (WBI toetsspoor)
STPH	Opbarsten, Heave en Piping (WBI toetsspoor)
TUN	Technische Uitgangspunten Notitie
TRAS	Technisch Rapport 'Actuele Sterkte'
WBI	Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium
WBN	Waterstand bij norm
WSRL	Waterschap Rivierenland
WOS	Dijkversterkingsproject 'Wolferen-Sprok'

Inhoud

	Samenvatting	4
	Begrippen, Symbolen en Afkortingen	5
1	Inleiding	12
1.1	Context	12
1.2	Probleemstelling	13
1.3	Doelstelling en beoogd resultaat	14
1.4	Afbakening	15
1.5	Leeswijzer	15
2	Samenvatting aanpak en uitgangspunten	17
2.1	Inleiding	17
2.2	Normatieve kaders (WBI en NEN-3650 reeks)	17
2.3	Zichtjaar	18
2.4	Toets op de leidingsterkte in het zichtjaar	18
2.5	Maximaal toelaatbare bijdrage van leidingfalen aan de dijkfaalkans	18
2.6	Effecten van een falende gasleiding op de omringende grond	19
2.6.1	Types leidingfalen en vervolggebeurtenissen	19
2.6.2	Erosiekraters	21
2.6.3	Explosiekrater en plastische zone	23
2.6.4	Verweking	23
2.6.5	Samenvatting	23
2.7	Effecten van een falende Vitens waterleiding op de omringende grond	24
2.7.1	Inleiding	24
2.7.2	Verhoging van waterdrukken bij een sluipend lek	24
2.7.3	Erosiekrater bij een gapend lek	24
2.8	Integrale faalkansanalyse	25
2.8.1	Inleiding	25
2.8.2	Faalpaden en zones	25
2.8.3	Direct falen binnen het minimaal benodigde restprofiel	29
2.8.4	Kans op verschillende dijkfaalmechanismen	29
2.9	Kans op falende gasleidingen	31
2.9.1	Inleiding	31
2.9.2	Casuïstiek (generiek)	31
2.9.3	Correcties (locatie-specifiek)	32
2.9.4	Probabilistische analyses voor faaloorzaak 'ground movement'	33
2.9.5	Samenvatting kansen op een lek	34
2.10	Kans op falende Vitens waterleiding	36
2.10.1	Inleiding	36
2.10.2	Faalfrequentie en casuïstiek (stap 1 en 2)	36
2.10.3	Locatie-specifieke correcties (stap 3)	37

2.10.4	Verdeling faalkans over gapend en sluipend lek (stap 4)	40
2.10.5	Samenvatting kansen op gapend en sluipend lek per dijkzone	41
3	Secundaire Vervormingen	42
3.1	Inleiding	42
3.2	Beoordeling 'op maat' voor het reguliere ontwerp	45
3.3	Methodiek op hoofdlijnen	47
3.3.1	Stap 1a – Controleren of de dijkfaalkans door geïnduceerd leidingfalen kan toenemen	47
3.3.2	Stap 1b – Controleren of de kans op de initiërende gebeurtenissen significant is	47
3.3.3	Stap 2 – Controleren of het effect op de leiding significant is	48
3.4	Erosie van het binnentalud	48
3.5	Erosie van het buitentalud	49
3.6	Opdrijven en opbarsten	50
3.7	Buitenwaartse instabiliteit	52
4	Buitenwaartse instabiliteit door leidingfalen	56
5	Domino-effecten	57
5.1	Inleiding	57
5.2	Methodiek op hoofdlijnen	58
5.2.1	Van grof naar fijn	58
5.2.2	Bepaling extra kans op dijkfalen door domino-effecten binnen invloedszones	58
5.3	Faalpaden bij beïnvloeding	60
5.3.1	Algemeen	60
5.3.2	Beïnvloeding gasleiding door eerst falende waterleiding	60
5.3.3	Beïnvloeding waterleiding door eerst falende gasleiding	61
5.3.4	Beïnvloeding gasleiding door eerst falende gasleiding	62
5.4	Invloedsafstand voor de verschillende schademechanismen	63
5.5	Bijdrage aan dijkfaalkans, casus A507 en Vitens leidingen	64
5.5.1	Algemeen	64
5.5.2	Positie Vitens en A507 leiding	64
5.5.3	Invloed A507 leiding op Vitens leiding	68
5.5.4	Bijdrage faalkans door domino effect, A507 leiding faalt als eerste	69
5.5.5	Invloed Vitens op A507 leiding	70
5.5.6	Bijdrage faalkans door domino effect, Vitens leiding faalt als eerste	71
5.5.7	Invloedszone achterland	72
5.5.8	Overige invloedszones	73
5.6	Bijdrage aan dijkfaalkans, casus A524 en A533 leidingen	73
5.6.1	Algemeen	73
5.6.2	Positie A524 en A533 leidingen	74
5.6.3	Invloed A524 en A533 leidingen	74
5.6.4	Invloed A633 leiding	75
6	Conclusies en aanbevelingen	76
6.1	Conclusies	76

6.2	Aanbevelingen	77
7	Referenties	78
	Bijlagen	81
A	STBU voor glijvlakken dieper dan 2,5 meter	82
A.1	Inleiding	82
A.2	Schuifsterkte van dijksmateriaal boven de dagelijkse grondwaterstand	82
A.3	Grondopbouw en grondeigenschappen	83
A.4	Resultaten probabilistische analyse	84
B	Effect schokgolf op naastliggende leiding als functie van afstand	87
B.1	Inleiding	87
B.2	Literatuur data	87
B.3	Veilige afstand volgens NEN-3651	87
B.3.1	Formules	87
B.3.2	Kruising A507/Vitens	88
B.3.3	Kruising A524/A533	89
B.4	Empirische formules Esparza	89
B.4.1	Uitgevoerde testen	89
B.4.2	Spanningsverhoging in naastliggende leiding	89
B.4.3	Toename rek in naastliggende leiding	90
B.4.4	Beoordeling resultaten	92
B.5	EEM berekeningen	92
B.6	Conclusie	94
C	Kraters voor de A524 en A533 leidingen	96
C.1	Inleiding	96
C.2	Eenvoudige methode	96
C.3	Dynamische uitstromingsberekeningen	97
C.4	Berekening ontgrondingskuil bij een gapend lek	98
C.5	Berekening ontgrondingskuil bij kleinere lekken	100
C.6	Onzekerheidsmarges in de berekening	100
C.7	Referenties	102
D	Faalkans voor de A524 en A533 leidingen (TNO)	103
E	Insnijding door erosie aan buitenzijde (DBW)	104

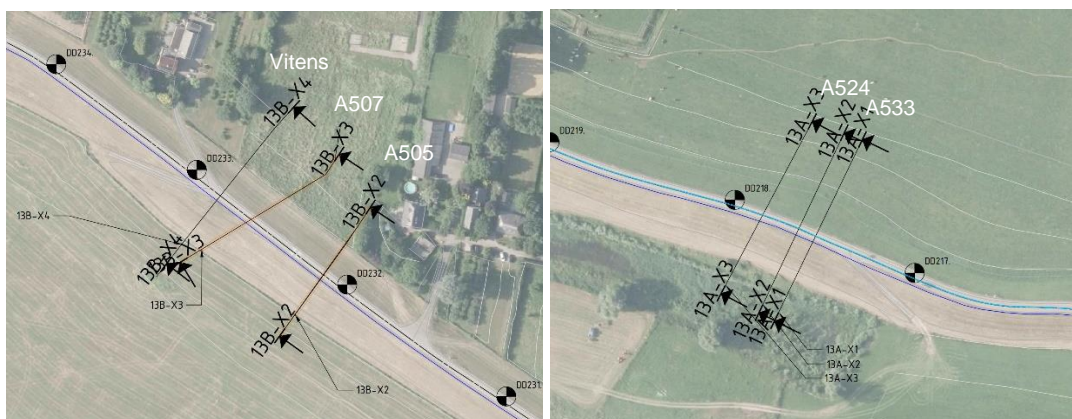
1 Inleiding

1.1 Context

Binnen het dijkversterkingsproject Wolferen-Sprok (WOS) bevinden zich meerdere leidingkruisingen. Aangezien de leidingen de waterkering kruisen onder het 'ontwerppeil' (WBN, waterstand bij norm), moet volgens de standaard NEN-3651 procedure een damwandconstructie of kistdam worden toegepast.¹ Deze constructies werden in voorgaande versies van NEN-3651 een vervangende waterkering genoemd. Dergelijke constructies zijn bij bestaande leidingen echter lastig inpasbaar en bovendien kostbaar.

Voor waterveiligheid zijn deze voorzieningen mogelijk niet nodig, indien de kans op overstroming 'op maat' wordt bepaald met hulp van een 'integrale faalkansanalyse'. Binnen een dergelijke analyse wordt een complete gebeurtenissenboom doorgerekend, vanaf leidingfalen tot en met dijkfalen. Daaruit volgt direct of de overstromingskans van het dijkontwerp op de locaties met de kruisende leidingen kleiner is dan de maximaal toelaatbare waarde volgens de Waterwet.

De integrale dijkfaalkans ter plaatse van de kruisende Vitens waterleiding en de kruisende Gasunie gasleiding (A505) is daarom eerder al beschouwd binnen een onderzoek van de 'Projectoverstijgende Verkenning Kabels en Leidingen' (POV K&L, 2020a). Sindsdien is het dijkverbeteringsontwerp veranderd en zijn de door het ontwerpteam 'De Betuwse Waard' (DBW) gedefinieerde uitgangspunten gewijzigd. Bovendien zijn de kruisende gasleidingen A507, A524 en A533 toen nog niet beschouwd. Ten slotte is gebleken dat in alle faalkansanalyses nog een aantal extra aspecten moeten worden meegenomen.



Figuur 1-1: Links de leidingkruisingen in dijkvak 232/233. De A507 leiding kruist aan de waterzijde onder de Vitens leiding en loopt daarna parallel aan de dijk door. Rechts de leidingkruisingen in dijkvak 217/218. Beide kruisingen bevinden zich in normtraject 43-3.

Maart 2021 heeft Waterschap Rivierenland (WSRL) daarom opdracht gegeven aan Deltares en onderaannemers om:

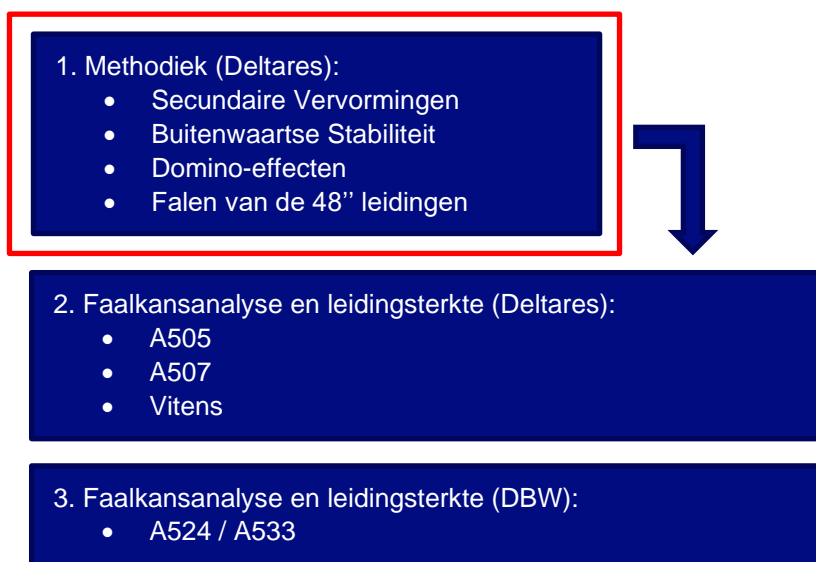
1. De extra aspecten in te passen in de faalkansanalyse en om de daarvoor benodigde methodiek (van grof naar fijn) uit te werken;
2. De integrale faalkansanalyses inclusief de extra aspecten uit te voeren op basis van de definitieve ontwerputgangspunten voor de Vitens leiding en voor de gasleidingen A505 en A507.

¹ Om de voldoen aan de eisen vanuit de Waterwet kan een damwand of kistdam in bijzondere gevallen overigens ook nodig zijn bij een leidingkruising boven WBN

3. DBW te ondersteunen bij het uitvoeren van de integrale faalkansanalyse van de A524 en A533 gasleidingen en om daarvoor ook de benodigde leiding-gerelateerde werkzaamheden uit te voeren (lekgrootte, kraterafmeting en leidingsterkte).

Voorliggend rapport doet voornamelijk verslag van de hoofdactiviteit met nummer 1 (extra aspecten), die toeleverend is voor de hoofdactiviteiten met nummer 2 en 3. De in dit rapport extra beschouwde aspecten zijn:

- Secundaire Vervormingen. Het gaat hier om de (mogelijk gecombineerde) invloed op de kans op leidingfalen van:
 - Erosie van het buitentalud;
 - Erosie van het binnentalud door overslag;
 - Afschuiven van het buitentalud;
 - Opdrijven en opbarsten.
- Het effect van falen van een leiding op buitenwaartse instabiliteit.
- Het effect van initieel falen van één leiding op een dichtbij gelegen leiding (domino-effect).
- De bij falen van de (48 inch) A524 en A533 gasleidingen in rekening te brengen lekgroottes en effecten op de omringende grond.



Figuur 1-2 – De in dit rapport beschouwde extra aspecten (rood omkaderd), ter bepaling van de methodiek die vervolgens moet worden toegepast binnen de verschillende afzonderlijke faalkansanalyses van leidingkruisingen.

Zie de nevenrapporten (Deltares, 2021; De Betuwse Waard, 2021b) voor een verslag van de hoofdactiviteiten 2 en 3. In die rapporten is ook gedetailleerde informatie opgenomen over de leidingen en over de dijkdoorsnedes waarin die leidingen liggen.

1.2 Probleemstelling

Domino-effect

Wanneer één leiding faalt kan dit invloed hebben op de faalkans van een naastliggende of kruisende leiding. Er kan daarbij sprake zijn van een waterleiding of een gasleiding. Bij een als eerste falende gasleiding zal moeten worden gekeken naar het effect van de explosie, de hittestraling en de uiteindelijke erosie-krater. Bij een als eerste falende waterleiding kunnen een erosie krater en een sluipend lek ontstaan.

De volgende domino interacties zijn mogelijk bij de leidingkruisingen binnen WOS:

- Falen van de waterleiding beïnvloedt de faalkans van de gasleiding
- Falen van de gasleiding beïnvloedt de faalkans van de waterleiding
- Falen van de gasleiding beïnvloedt de faalkans van de gasleiding

Secundaire vervormingen

Bij secundaire vervormingen gaat het om situaties waarin de aantasting of vervorming van de dijk of van de deklaag tijdens of na hoogwateromstandigheden invloed kan hebben op leidingfalen. De volgende vier situaties moeten daarbij expliciet worden beschouwd.

- Erosie van het binnentalud tijdens hoogwateromstandigheden door een hoog overslagdebiet, na een oppervlakkige afschuiving die op zichzelf niet kritiek is. De afschuiving en de daarop volgende erosie leidt tot een restprofiel, dat ook grondverplaatsing kan veroorzaken ter plaatse van de leiding. Daarbij valt niet uit te sluiten dat de erosie zo groot wordt dat de leiding zelfs bloot komt te liggen.
- Erosie van het buitentalud tijdens hoogwateromstandigheden, na beschadiging van de buitenbekleding. Ook deze erosie leidt tot een restprofiel, dat grondverplaatsing ter plaatse van de leiding kan veroorzaken en waarbij niet valt uit te sluiten dat de erosie zo groot wordt dat de leiding zelfs bloot komt te liggen.
- Door een snelle val van de buitenwaterstand (na hoogwateromstandigheden) kan buitenwaartse instabiliteit optreden. Het afgeschoven restprofiel dat dan ontstaat kan ook grondverplaatsing ter plaatse van de leiding veroorzaken. Daarbij valt niet uit te sluiten dat het glijvlak de leiding ook snijdt.
- Ten slotte moet binnen een regulier ontwerp achter de binnenberm rekening worden gehouden met het opdrijven van de deklaag en mogelijk ook met opbarsten. Dit kan effect hebben op de leiding.

In beide gevallen (domino-effect en secundaire vervormingen) is nog niet onderzocht of en hoe daarmee in de integrale faalkansanalyse rekening moet worden gehouden, en in welke mate van detail.

Buitenwaartse stabiliteit in relatie tot schuifsterktemodellering

Voor de controle op buitenwaartse stabiliteit zonder leidingfalen is door DBW gebruik gemaakt van een probabilistische analyse 'op maat'. Daarbij is de schuifsterkte van het dijksmateriaal tussen de freatische lijn en de dagelijkse grondwaterstand gekarakteriseerd met een 'critical state' wrijvingshoek. Deze benadering leidt zonder leidingfalen al tot een grote kans op buitenwaartse instabiliteit. Bij het bepalen van de extra dijkfaalkans door aanwezigheid van de leiding bieden nieuwe inzichten een kans om de schuifweerstand van het dijksmateriaal minder conservatief te modelleren, door middel van ongedraineerde sterkte. Daardoor kunnen ongewenste aanpassingen aan het buitentalud ter plaatse van de leidingen worden vermeden.

Falen van de 48 inch gasleidingen

De kansen op verschillende vormen van leidingfalen zijn voor (48 inch) A524 en A533 leidingen gelijk aan de in eerdere A505 studie al bepaalde kansen voor de 36 inch leidingen. De lekgroottes voor de 48 inch leidingen moeten afzonderlijk worden bepaald, evenals de in rekening te brengen kraters die door leidingfalen in de omringende grond ontstaan.

1.3 Doelstelling en beoogd resultaat

Eerste doelstelling van het voorliggende rapport is om te bepalen of het effect van secundaire vervormingen en van domino-effecten op de faalkans voor de te beschouwen gevallen verwaarloosbaar is. En zo niet, om voor het bepalen van de faalkansbijdrage een methodiek vast te leggen en deze voorbeeldsgewijs ook toe te passen.

Tweede doelstelling is om eenmalig de algemene aanpak en uitgangspunten vast te leggen die van toepassing zijn voor de afzonderlijke faalkansanalyses van de te beschouwen WOS leidingkruisingen, voor alle daarbij te beschouwen leidingtypes.

Beoogd resultaat is een beschrijving van de in de faalkansanalyses toe te passen aanpak voor de WOS leidingkruisingen, inclusief het daarbij - waar nodig - rekening houden met secundaire vervormingen en domino-effecten en met het effect van leidingfalen op buitenwaartse stabiliteit.

1.4 Afbakening

Het rapport beschrijft de toe te passen methodiek voor het bepalen van de extra dijkfaalkans door het falen van individuele leidingen nabij de dijk, inclusief de mogelijke domino-effecten bij het daardoor ook falen van nabijgelegen leidingen.

Op een aantal aspecten is de gepresenteerde uitwerking specifiek voor de beschouwde leidingen en voor de locaties van de leidingkruisingen. Tot deze specifieke aspecten behoren: (a) de maximaal toelaatbare extra dijkfaalkans door leidingfalen; (b) de leidingfaalkansen en leidingleggroottes; (c) de gevolgen van leidingfalen op de omringende grond (kraters) en (d) de mogelijke significantie van 'secundaire vervormingen' en domino-effecten.

Het rapport kwantificeert welke extra dijkfaalkans op het WOS dijktraject per leidingkruising maximaal toelaatbaar is, gegeven de norm voor het dijktraject. Het blijft echter aan de keringbeheerder om te bepalen of deze eis van toepassing is voor de afzonderlijke leidingen, of voor de groep van nabijgelegen leidingen. Voor de hier beschouwde WOS locaties zal deze keuze naar verwachting overigens geen wezenlijke invloed hebben op het oordeel of de extra faalkans toelaatbaar is.

De beschreven methodiek beperkt zich tot het per initieel falende leiding bepalen van een bovengrens voor de extra dijkfaalkans die kan worden veroorzaakt door daarop volgende domino-effecten ter plaatse van een tweede leiding. Het rapport geeft geen kwantitatieve uitwerking voor de extra kans op leidingfalen door het initieel falen van een nabijgelegen leiding. In het geval van domino-effecten bij leidingen met verschillende eigenaren doet het rapport bovendien geen uitspraak over het toerekenen van deze extra dijkfaalkans aan de verschillende leidingeigenaren. Zoals uit hoofdstuk 5 blijkt, is de extra dijkfaalkans door domino-effecten in de hier beschouwde gevallen overigens niet significant.

De beschreven methodiek beperkt zich voor wat betreft 'Secundaire vervormingen' tot een analyse van de invloed die daardoor veroorzaakt leidingfalen heeft op de dijkfaalkans. De kans op leidingfalen door secundaire vervormingen wordt daarbij echter niet expliciet gekwantificeerd.

Onderlinge beïnvloeding tussen de optredende dijkfaalmechanismen (zoals invloed van beperkte ontgroning door erosie op buitenwaartse stabiliteit) wordt ten slotte niet beschouwd, in analogie met wat gebruikelijk is voor dijkdoorsneden zonder leidingen.

1.5 Leeswijzer

Lezing van de samenvatting voorin, van de inleiding in dit hoofdstuk én van de conclusies in hoofdstuk 6 volstaat voor wie alleen kennis wil nemen van de hoofdlijnen.

Complete lezing van hoofdstuk 2 wordt aanbevolen voor wie een overzicht zoekt van de in totaal toe te passen aanpak en uitgangspunten voor de integrale faalkansanalyse van de WOS leidingkruisingen.

Wie al bekend is met de aanpak die is toegepast in de eerder studies voor de (36 inch) A505 leiding en de Vitens leiding (POV K&L, 2020a; POV K&L, 2020b) kan zich beperken tot lezing van de volgende aanpassingen en uitbreidingen daarop:

- § 2.5: de voor elke leidingkruising maximaal toelaatbare extra dijkfaalkans door leidingfalen' wordt uitsluitend bepaald door leidingfalen binnen de faalkansruimte te beschouwen als een direct dijkfaalmechanisme;
- § 2.6.2: indicatieve rekenwaarden voor de afmetingen van de erosiekrater voor de (48 inch) A524 en A533 leidingen zijn toegevoegd;
- § 2.8: aan de beschrijving van de integrale faalkansanalyse (met leidingfalen als direct faalmechanisme) is de invloed toegevoegd van leidingfalen op buitenwaartse stabiliteit en op erosie van de grasbekleding aan buitenzijde;
- § 2.9: de lekgroottes voor de (48 inch) A524 en A533 leidingen zijn toegevoegd.

Voorgenoemde paragrafen bevatten doorverwijzingen naar de volgende bijlagen:

- A: bepaling van de invloed van buitenwaartse instabiliteit op leidingfalen ter plaatse van de (maatgevende) A507 kruising, door glijvlakken met een diepte tot minimaal de ligging van de leiding-as;
- E: bepaling van de insnijding door erosie op de locaties van de leidingkruisingen, na het falen van de grasbekleding aan de buitenzijde (om te beoordelen of de insnijding groter wordt dan de dekking op de leiding);
- C: erosiekraters voor de A524 en A533 leidingen, berekend als functie van de tijd;
- D: leidingfaalkansen en lekgroottes voor de A524 en A533 leidingen.

Hoofdstuk 3 beschrijft de beoordeling van de significantie van 'Secundaire Vervormingen' voor de WOS leidingkruisingen, gegeven de aanpak die in hoofdstuk 2 is geschetst. Omdat de significantie in dit geval nihil blijkt, is lezing van dit hoofdstuk alleen nodig voor wie kennis wil nemen van de onderbouwing waarop deze conclusie is gebaseerd. Voor de specifieke invloed van buitenwaartse stabiliteit op leidingfalen wordt lezing van § 3.7 en van bijlage A aanbevolen. Daarin wordt namelijk een schuifsterktemodellering van het dijksmateriaal voorgesteld en toegepast die afwijkt van de reguliere modellering door DBW.

Hoofdstuk 4 beschrijft kort hoe in de integrale faalkansanalyse wordt omgegaan met de invloed van leidingfalen op buitenwaartse stabiliteit. Voor de invloed van de modellering van de schuifsterkte op de dijkfaalkans in het geval van buitenwaartse stabiliteit verwijst dit hoofdstuk weer door naar bijlage A.

Hoofdstuk 5 beschrijft de beoordeling van de significantie van domino-effecten voor de WOS leidingkruisingen, gegeven de aanpak die in hoofdstuk 2 is geschetst. Omdat deze significantie voor de beschouwde leidingkruisingen nihil blijkt, is lezing van dit hoofdstuk alleen nodig voor wie kennis wil nemen van de onderbouwing waarop deze conclusie is gebaseerd.

2 Samenvatting aanpak en uitgangspunten

2.1 Inleiding

In drie eerdere rapporten van de POV K&L (met diverse bijlagen) is al het nodige vastgelegd over de uitgangspunten, de aanpak en de daarbij in rekening te brengen kansen op leidingfalen (POV K&L, 2020a; POV K&L, 2019; POV K&L, 2020b). Een groot deel daarvan is ook van toepassing voor de faalkansanalyses voor de 36 inch A505 en A507 gasleidingen en de Vitens waterleiding. De plannen van aanpak voor de definitieve faalkansanalyses geven daarop nog enige aanvulling en aanpassing (Deltares, 2021a; Deltares, 2021b; Deltares, 2021c; Deltares, 2021d). Deze plannen maken gebruik van de meest recente inzichten en van de door DBW opgestelde uitgangspuntennotitie (De Betuwse Waard, 2020d).

Dit hoofdstuk geeft op hoofdlijnen een samenvatting van het gemeenschappelijk deel van aanpak voor de faalkansanalyses van de afzonderlijke leidingen, op basis van de inhoud van alle hiervoor gerefereerde rapporten en plannen van aanpak. Voor wat betreft de kans op leidingfalen wordt daarbij regelmatig doorverwezen naar twee door TNO opgestelde deelrapporten (TNO, 2019; TNO, 2020b). Deze deelrapporten zijn beschikbaar als bijlagen bij de voorgenoemde POV K&L rapporten.

Verder zijn in dit hoofdstuk ook de resultaten te vinden van de anno 2021 ten behoeve van de A524 en A533 gasleidingen aanvullend bepaalde lekgroottes en kraters voor deze 48 inch leidingen.

Voor de doorsnede-specifieke uitgangspunten voor de schematisering van de verschillende deelmechanismen (waaronder ook de hydraulische belasting) wordt ten slotte verwezen naar de nevenrapporten voor de afzonderlijke leidingkruisingen. Daarin zijn de resultaten opgenomen van zowel de integrale faalkansanalyses als de leidingsterkteberekeningen (Deltares, 2021; De Betuwse Waard, 2021b).

2.2 Normatieve kaders (WBI en NEN-3650 reeks)

De Waterwet geeft normen en voorschriften die van toepassing zijn op de waterveiligheid van primaire waterkeringen. De voorschriften zijn uitgewerkt in een 'Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium' (WBI), dat moet worden gebruikt voor periodieke beoordelingen van de primaire waterkeringen. De wettelijke waterveiligheidsnorm gaat uit van een overstromingskansbenadering. De wettelijke waterveiligheidsnormen zijn daarbij gedefinieerd als de jaarlijks maximaal toelaatbare overstromingskansen per dijktraject.

Voor situaties waarbij leidingen invloed kunnen hebben op het waterkerend vermogen van de waterkering verwijst het WBI in 'Bijlage III Sterkte en veiligheid' (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017a) naar de veiligheidseisen van de NEN-3650 reeks (NEN, 2020a; NEN, 2020b; NEN, 2020c; NEN, 2020d; NEN, 2020e). De NEN-3650 reeks is gebaseerd op een maximaal toelaatbare leidingfaalkans.

In de NEN-3651 worden aanvullende richtlijnen en eisen gegeven voor leidingen bij waterkeringen (NEN, 2020f). In § 10.5.2.3 van de NEN-3651 staat dat leidingen moeten worden beoordeeld als niet-waterkerende objecten (NWO's), volgens de veiligheidsbenadering van het WBI, dus op basis van een maximaal toelaatbare overstromingskans.

Om de leiding te mogen handhaven moet zowel worden voldaan aan zowel de Waterwet als aan de NEN-3650. Of wordt voldaan aan de waterwet kan worden gecontroleerd met integrale faalkansanalyses, zie § 2.8. Of wordt voldaan aan de NEN-3650 kan worden gecontroleerd door middel van leidingsterkteberekeningen, zie § 2.4.

2.3 Zichtjaar

Het zichtjaar markeert het moment in de tijd waarop het ontwerp van de waterkering in ieder geval nog aan de wettelijke norm moet voldoen. Conform het WOS ontwerp wordt in de faalkansanalyses voor de leidingkruisingen uitgegaan van het zichtjaar 2075 (50 jaar na de geplande oplevering in 2025). Voor leidingfalen is dit zichtjaar kritiek, vanwege de door (verschil)zettingen veroorzaakte belastingen op de leiding en de daardoor veroorzaakte vervormingen van de leiding.

2.4 Toets op de leidingsterkte in het zichtjaar

Basiseis voor het mogen handhaven van een kruisende leiding is dat de conditie van de leiding in het zichtjaar nog moet voldoen aan de NEN-3650 eisen. Achterliggende gedachte is dat er uit mag worden gegaan van de uit de casuïstiek bepaalde faalkans indien de leiding aan de eisen voldoet.

Binnen de NEN-3650 toetsingen vormt de zetting van de grond naast de inwendige druk doorgaans een dominante belasting, die toeneemt in de tijd. De zettingsgeschiedenis vanaf aanleg tot op heden is in de eerder gerapporteerde analyses gereconstrueerd met hulp van gefaseerde 2D eindige-elementenberekeningen, gevolgd door een voorspelling van de aanvullende zetting tot en met het zichtjaar.

De controle van de leidingsterkte volgens de NEN-3650 vindt doorgaans plaats met hulp van de PLE4WIN software. Daarmee kan een elastische berekening worden gemaakt, maar er kan ook rekening worden gehouden met de plastische capaciteit van de leiding. Vaak wordt bij de berekening gebruik gemaakt van de standaard grondeigenschappen conform NEN1997, met de ruimtelijke variatie zoals die in heel Nederland voor komt. Het is echter ook mogelijk met de lokale eigenschappen en ruimtelijke variatie rekening te houden. Zo zijn in de eerdere analyses partiële factoren 'op maat' bepaald. Deze factoren zijn gebaseerd op: (a) de (aan de maximaal toelaatbare faalkans gerelateerde) eis voor de betrouwbaarheidsindex β , die aan de partiële factoren uit de NEN-3650 onderliggend is (TNO, 2020b) en (b) de variatiecoëfficiënt voor de zettingen die volgt uit aanvullende probabilistische 1D zettingsberekeningen.

2.5 Maximaal toelaatbare bijdrage van leidingfalen aan de dijkfaalkans

Alle te beschouwen leidingkruisingen liggen in dijktraject 43-4 (lengte 25,8 km), met een signaleringswaarde van 1/30.000 en een maximaal toelaatbare faalkans van 1/10.000 per jaar (ondergrens norm). Conform de Waterwet wordt voor het ontwerp van de WOS dijkversterking uitgegaan van de ondergrens.

De norm voor de maximaal toelaatbare kans op overstroming heeft betrekking op het hele dijktraject en op alle mogelijke faaloorzaken. Om de veiligheid van de waterkering ter plekke van de leidingkruising te kunnen verifiëren onderscheidt de KPR factsheet 'Post overig en indirecte mechanismen' (KPR, 2016) de volgende twee opties:

1. Leidingfalen behandelen als 'direct faalmechanisme', met een eigen maximaal toelaatbare extra bijdrage aan de dijkfaalkans;
2. Leidingfalen behandelen als 'indirect faalmechanisme'. De door leidingfalen veroorzaakte extra dijkfaalkans moet passen binnen de maximaal toelaatbare bijdragen voor elk van de in § 2.8 genoemde dijkfaalmechanismen.

Voor de in de nevenrapporten opgenomen definitieve faalkansanalyses van de WOS leidingkruisingen is door WSRL voor optie 1 gekozen (WSRL, 2021). Toepassing van optie 2 is in 2019 wel onderzocht, maar is in overleg met WSRL uiteindelijk verworpen om de volgende drie redenen:

- Voor het faalmechanisme graserosie kruin en binnentalud (GEKB) wordt doorgaans met lage lengte-effect factoren gerekend. De aanwezigheid van leidingkruisingen kan echter voor een duidelijk groter lengte-effect zorgen. Hiermee kan rekening worden gehouden door de lengte-effect factor te verhogen. Dit heeft echter het nadeel dat in de rest van het dijktraject (zonder aanwezigheid van leidingen) bij het verdere toetsen en ontwerpen voor GEKB in principe ook rekening moet worden gehouden met een groter lengte-effect en daarmee met een strengere faalkanseis.
- Bij aanwezigheid van meerdere leidingen in een 'faalmechanisme-lengte' moet met de invloed of bijdragen van alle aanwezige leidingen rekening worden gehouden door óf alle leidingen en bijdragen in een gebeurtenissenboom onder te brengen, óf door rekening te houden met het aantal leidingen in het bepalen van de faalkanseis. Het is dus moeilijker om een leiding los te beoordelen.
- Volgens DBW is het WOS ontwerp zodanig scherp dat de binnen optie 2 nog beschikbare reserve voor leidingfalen beperkt is. Volgens WSRL zit er daarentegen misschien nog ruimte in zaken als lengte-effect, schematisering en rekentechnieken (probabilistisch rekenen, maar zou het veel tijd vergen om die optimalisatie zichtbaar te maken).

Optie 1 heeft betrekking op verlies van de waterkerende functie (leidend tot overstroming) als gevolg van falen van het beschouwde NWO. De eerdergenoemde KPR factsheet stelt dat daarvoor een deelkans toelaatbaar is van maximaal 1% van de trajectnorm. Deze eis wordt ook gehanteerd voor de faalkansanalyses van de WOS-leidingkruisingen. Analoog aan de aanpak bij kunstwerken wordt daarbij uitgegaan van een equivalent aantal leidingkruisingen gelijk aan 10 ($N_{eq} = 10$). Verder wordt aangenomen dat de gesommeerde deelbijdragen van alle leidingkruisingen passen binnen de beschikbare faalkansruimte van 30% die is gereserveerd voor "Overige mechanismen". Onderbouwing voor deze aanpak is te vinden in de eerdere POV K&L analyse van de A505 leiding (POV K&L, 2020a).

De langs het WOS-traject maximaal toelaatbare deelkans op verlies van waterkerende functie door het falen van één kruisende leiding (of door falen binnen een groep van nabijgelegen kruisende leidingen²) wordt daarmee:

$$P_{\text{eis,K\&L}} = \omega \times P_{\text{max}} / N_{\text{eq}} = 0,01 \times 1,0 \text{ E-4} / 10 = 1,0 \text{ E-7 per jaar}$$

Deze eis heeft betrekking op alle scenario's en faalmechanismen die als gevolg van leidingfalen tot overstroming kunnen leiden. Scenario's zonder leidingfalen worden afgedekt via de standaard toetsing voor de directe faalmechanismen.

2.6 Effecten van een falende gasleiding op de omringende grond

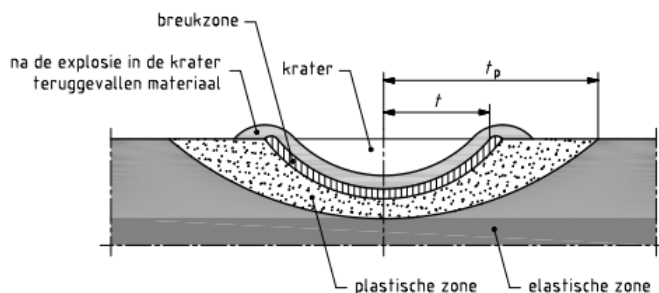
2.6.1 Types leidingfalen en vervolggebeurtenissen

Voor wat betreft de eerste vervolggebeurtenissen na het ontstaan van een breuk of een lek in een gasleiding wordt in de NEN-3651 onderscheid gemaakt tussen een 'fysische explosie' en het optreden van erosie door snel uitstromend gas.

- Fysische Explosie. Bij een abrupte breuk van een gasleiding zal een 'fysische explosie' optreden door het snel vrijkomen van het gas onder een de doorgaans zeer hoge druk. Hiermee wordt alleen een schokgolf bedoeld en niet de plotselinge ontbranding van brandbaar gas. De mogelijke directe gevolgen van een fysische explosie zijn: (a)

² In het geval van nabijgelegen kruisende leidingen is het aan de waterkeringbeheerder om te bepalen of de genoemde faalkansruimte van toepassing is op de groep van nabijgelegen leidingen of op de individuele leidingen. Zie verder hoofdstuk 5 voor situaties waarin binnen de bepaling van de dijkfaalkans ook rekening moet worden gehouden met onderlinge beïnvloeding van nabijgelegen leidingen (domino-effecten).

explosiekraters; (b) plastische grondvervormingen; (c) verweking van grondlagen. Deze explosie-gerelateerde invloeden zijn beschreven in de NEN-3651 (zie Figuur 2-1).

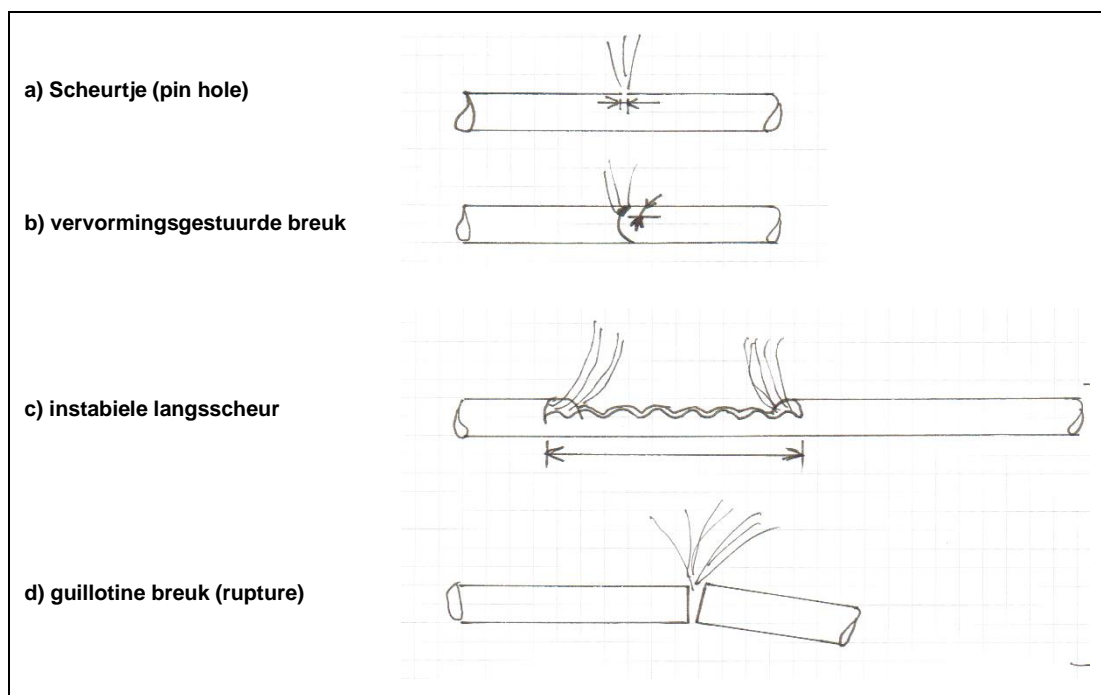


Figuur 2-1: Schematisering effecten explosie gasleiding (exclusief verwekingszone) volgens NEN-3651

- **Erosie.** Het snel uitstromen van gas uit het lek of de breuk in de leiding (al dan niet volgend op een fysische explosie) veroorzaakt een erosiekrater. De erosiekrater is doorgaans groter dan de explosiekrater en kan het dijkprofiel aantasten of negatief op de stabiliteit van het dijklichaam of andere faalmechanismen van de waterkering werken.

Deze twee eerste vervolgebeurtenissen hebben effect op de omringende grond, in de vorm van kraters en een tijdelijke verhoging van de waterdruk.

In de volgende subparagrafen volgt een verdere uitwerking van de effecten op de omringende grond, op basis van een indeling in de lektypes die worden getoond in Figuur 2-2. Deze indeling is afkomstig uit de TNO-rapportage (TNO, 2020a), die als bijlage is opgenomen in het eerdere A505 rapport (POV K&L, 2020a).



Figuur 2-2: Lektipes voor gasleidingen

Een erosiekrater kan bij alle lektypes voorkomen. Een fysische explosie kan alleen optreden bij het vrijkomen van een significante hoeveelheid gas.

Bij instabiele langsscheuren (lektype c) kunnen, vanuit het lek of de beginlocatie, naar beide kanten toe meerdere buiselementen openscheuren (Figuur 2-3). De scheurvorming stopt bij buizen met voldoende taaigheid om de scheurvorming tegen te houden ('arrest pipes'). Zulke buizen kunnen planmatig aanwezig zijn, of toevallig door variatie in de taaigheid tussen verschillende buiselementen.



Figuur 2-3: Sleuf van een instabiele langsscheur (links) en erosiekrater van een leidingbreuk (rechts).

2.6.2 Erosiekraters

Voor de 36 inch leidingen (A505 en A507) zijn in de eerdere POV K&L studies al erosiekrater-afmetingen bepaald voor drie kratercategorieën met verschillende lekoppervlaktes. Deze categorieën zijn gerelateerd aan de verschillende lektypes, waaraan verschillende lekfaalkansen zijn gekoppeld. Zie Tabel 2-1 en Tabel 2-2.

De erosiekrater-afmetingen voor de 48 leidingen (A524 en A533) zijn bepaald in bijlage C en samengevat in Tabel 2-3.

Tabel 2-1: Definitie kratercategorieën in termen van lektypes

Kratercategorie	Indicatieve beschrijving
I	klein gat, scheurtje
II	gat
III	breuk, buis volledig open

Voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de afmetingen van een erosiekrater bij een guillotinebreuk is uitgegaan van de tijdsafhankelijke berekeningsmethode beschreven in bijlage A.1.1 van de NEN-3651. Deze methode is gebaseerd op modelonderzoek dat in 1972 is uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium te Delft (Waterloopkundig Laboratorium Delft, 1972). De kraterlengte en de kraterdiepte zijn in dit onderzoek bepaald met een rekenmodel dat geijkt is met proeven op droge en vochtige, zandige grond. Dit wordt conservatief geacht voor erosiekraters in het geval van kleigronden, zoals bij WOS. Bovendien wordt gerekend met locatiespecifieke, door Gasunie berekende tijdsafhankelijke gasuitstroom-karakteristieken van de leidingen bij breuk. Uit het modelonderzoek blijkt dat er nog een zekere mate van onzekerheid resteert in de bepaling van beide grootheden, vooral door de onzekerheid in de grondeigenschappen. De kraterafmeting is eigenlijk een stochastische variabele met een gemiddelde en een standaardafwijking. Ter vereenvoudiging wordt er mee volstaan alleen de rekenwaarde te bepalen. Gezien het geschatte niet-dominante karakter van deze stochast kan de karakteristieke waarde als rekenwaarde worden genomen (TNO, 2020a).

In de vereenvoudigde methode voor de bepaling van de afmeting van een erosiekrater wordt gerekend met een constante (maximale) druk. In bijlage G van het voornoemde POV K&L rapport (POV K&L, 2020a) wordt voor de 36 inch leidingen meer realistisch en minder conservatief gerekend, door rekening te houden met de tijdsafhankelijke afname van de gasuitstroom, waarvoor de formules zijn afgeleid in 1991 en 2010 (Waterloopkundig Laboratorium Delft, 1991; Deltares, 2010). De resulterende rekenwaarden voor de kraterafmetingen voor de A505/A507 leidingen na 2 uur gasuitstroming (volgens NEN-3651) zijn samengevat in Tabel 2-2. Zie bijlage C voor de vergelijkbare tijdsafhankelijke berekening voor de 48 inch leidingen (A524 en A533). De resulterende rekenwaarden voor de kraterafmetingen voor de A524/A533 leidingen na 1 uur gasuitstroming zijn samengevat in Tabel 2-3.

Tabel 2-2: Kraterafmetingen (rekenwaarden) voor de A505/A507 leidingen (36 inch), per categorie. De aangehouden gronddekking is 2 meter.

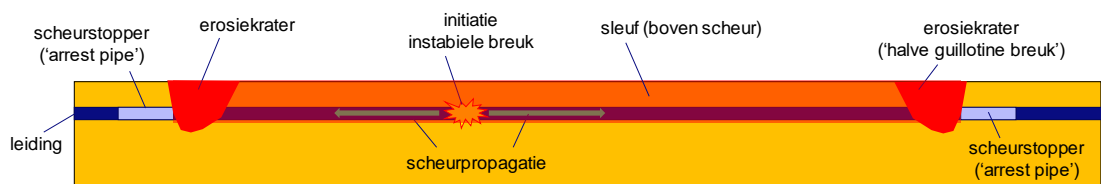
Kratercategorie	Straal erosiekrater [m]	Diepte erosiekrater [m]
I	1,75	3,5
II	2,15	3,5
III	12,1	3,5

Tabel 2-3: Kraterafmetingen (rekenwaarden) voor de A524/A533 leidingen (48 inch). De aangehouden gronddekking is 2 meter. Zie bijlage C.

Kratercategorie	Straal erosiekrater [m]		Diepte erosiekrater [m]
	Aanvoerszijde (upstream)	Afvoerszijde (downstream)	
I	1,4		4
II	2,75		4
III		18,2	4

Voor leidingbreuken is de straal van de erosiekrater te gebruiken bij een eenzijdige uitstroom. Dat wil zeggen dat voor een guillotine breuk (type d), met tweezijdige uitstroming, de totale kuillengte de som bedraagt van uitstroom vanuit aanvoerszijde en afvoerszijde.

Aan het uiteinde van een instabiele langsscheur (type c) wordt aangenomen dat de krater ontstaat door eenzijdige uitstroom vanuit de niet-gescheurde delen aan aanvoer- en afvoerszijde (Figuur 2-4). De kuilafmeting in leiding-asrichting wordt daarbij gelijk verondersteld aan het maximum van de afzonderlijke stralen en van de lengte van de instabiele langsscheur.



Figuur 2-4: Schematische weergave langsscheur inclusief erosiekraters aan de uiteinden

De lengte van de langsscheur is afhankelijk van het aantal buiselementen dat scheurt. Dit aantal is verschillend voor de beschouwde A505 en A507 leidingen en de A524 en A533 leidingen, omdat laatstgenoemde twee leidingen nabij de waterkering een grotere wanddikte hebben.

- In het geval van de A524 en A533 leidingen kan niet meer dan één buiselement scheuren, zolang de wanddikte groter of gelijk aan 25 mm is, zie bijlage D.

- In het geval van de A505 en A507 leidingen kan een fractie van 5% van de buiselementen geclassificeerd worden als 'arrest pipes' (TNO, 2020a). De kans op het aantal buiselementen dat scheurt vanaf de initiële scheur in de richting van de dijk (één richting) wordt berekend met de onderstaande vergelijking, waarin p de kans op een scheurstopbuis is en n het aantal buiselementen.

$$p(X = n) = (1 - p)^{(n-1)} \cdot p$$

De 95% (karakteristieke) waarde van de verdeling is $n \approx 58$; voor buiselementen met een lengte van 12 m komt dit overeen met ongeveer 700 m.

2.6.3 Explosiekrater en plastische zone

Volgens de formule voor de omvang van de explosiekrater in § A.1.2.1 van de NEN-3651 vinden we voor de A505 gasleiding de volgende afmetingen:

- straal explosiekrater: 3,1 m
- kuildiepte: 2,5 m

Omdat deze waarden kleiner zijn dan de berekende afmetingen van de kleinste erosiekrater (§ 2.6.2) wordt geconcludeerd dat de explosiekrater wordt 'opgegeten' door erosie van het uitstromende gas in de minuten volgend op het moment van breuk. De explosiekrater is dus niet maatgevend voor de eindsituatie. Ook de berekende straal van de plastische zone van 9,3 m is kleiner dan de straal van de erosiekrater bij leidingbreuk (alleen relevant voor het vrijkomen van grote gasvolumes bij krater type III).

2.6.4 Verweking

De relatieve dichtheid in de zandlaag onder en nabij de dijk bedraagt ter plaatse van de A505 kruising tussen de 60 tot 80 procent. Bij de A507 leiding ligt de relatieve dichtheid tussen de 60 en 70 procent. Bij deze dichtheid wordt verwacht dat er geen significante wateroverspanning ontstaat door de schokgolf en dat er mogelijk zelfs enige wateronderspanning kan ontstaan door dilatantie (volumevergroting door een minder dichte pakking van het zand). Daarom hoeft er binnen de integrale faalkansanalyse in de schematisering van waterspanningen geen rekening te worden gehouden met verweking of extra wateroverspanningen door de schokgolf.

Voor zover uit nader DBW grondonderzoek blijkt dat er nabij een leidingkruising zandscheggen in de dijk voorkomen, zal de binnenbekleding op die locaties worden verbeterd. Verweking in de zandscheggen kan overigens alleen invloed op de faalkans hebben in het onaannemelijke geval dat de gelijktijdig ook optredende erosie-krater het minimaal benodigde restprofiel niet zou bereiken. Wanneer de erosie-krater het minimaal benodigde restprofiel wél bereikt wordt in de integrale faalkansanalyse namelijk al volledig verlies van waterkerende functie wordt aangenomen. Zie § 2.8.3.

2.6.5 Samenvatting

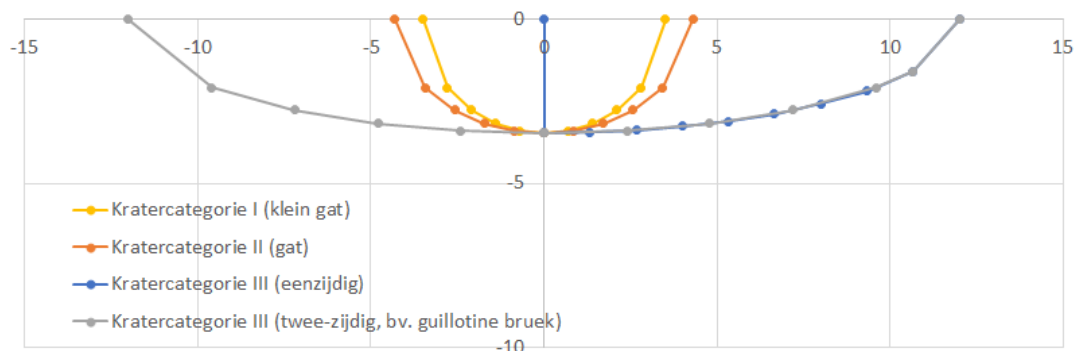
De effecten van erosie door uitstromend gas overheersen ten opzichte van de effecten van explosie. De omvang van de erosiekrater is groter dan de explosiekrater en de plastische zone. Tevens is de aanwezige zandondergrond niet verwekingsgevoelig. Daarom wordt in de integrale faalkansanalyse van de waterkering uitsluitend rekening gehouden met scenario's met erosiekraters voor de verschillende lektypes. Daarnaast worden lektypes a en b samengenomen in één categorie voor het modelleren van de gevolgen van leidingfalen, omdat de verschillen in kraterafmetingen zeer klein zijn.

Tabel 2-4 en Figuur 2-5 tonen de rekenwaarden van de erosiekrater-afmetingen voor de verschillende kratercategorieën, zoals te gebruiken in de integrale faalkansanalyse voor de 36 inch leidingen. Tabel 2-5 toont aanvullend de erosiekrater-afmetingen voor de

kratercategorie III (ten gevolge van een guillotine breuk) voor de 48 inch leidingen. Het is conservatief om deze kraterafmeting in de integrale faalkansanalyse ook te gebruiken voor de andere categorieën.

Tabel 2-4: Rekenwaarden erosiekrater-afmetingen voor A505/A507 per kratercategorie

Kratercategorie	Straal erosiekrater [m]	Diepte erosiekrater [m]	Oppervlakte lek [mm ²]	Equivalente diameter [mm]	Indicatieve beschrijving
I	3,5	3,5	314	20	klein gat, scheurtje
II	4,3	3,5	2827	60	gat
III	12,1	3,5	617.091 (A_{buis})	886,4	breuk, buis volledig open



Figuur 2-5: Illustratie erosiekrater-afmetingen per kratercategorie voor gasleiding A505/A507

Tabel 2-5: Rekenwaarden erosiekraterafmetingen voor A524/A533 bij een guillotinebreuk (categorie III)

Kratercategorie	Straal erosiekrater [m]	Diepte erosiekrater [m]	Oppervlakte lek [mm ²]	Equivalente diameter [mm]	Indicatieve beschrijving
III	29,6	4	1055 (A_{buis})	886,4	breuk, buis volledig open

2.7 Effecten van een falende Vitens waterleiding op de omringende grond

2.7.1 Inleiding

Bij een falende waterleiding wordt verschil gemaakt tussen een sluipend en een gapend lek. Een sluipend lek leidt tot verhoging van de waterdrukken in een gebied om het lek. Een gapend lek leidt tot kratervorming.

2.7.2 Verhoging van waterdrukken bij een sluipend lek

Een sluipend lek leidt tot verhoging van waterdrukken in een gebied om het lek. Een verhoging van de freatische lijn in de dijk vergroot de kans op binnen- en buitenwaartse instabiliteit. Aangezien er tijdens hoogwater in het achter- en voorland al sprake is van (bijna) volledige verzadiging heeft een sluipend lek buiten de dijk geen extra invloed op de waterspanningen. In de faalkansanalyse wordt aangenomen dat een sluipend lek tussen de binnen- en buitenteen altijd tot volledige verzadiging van het dijklichaam leidt.

2.7.3 Erosiekrater bij een gapend lek

Bij een gapend lek ontstaat een erosiekrater (ontgrondingskuil). Het eroderend vermogen van het lek wordt voor een groot deel bepaald door de gatgrootte en de inwendige leidingdruk ter plaatse van het gat. Voor het bepalen van de grootte van de erosiekrater bij een gapend lek

geeft de NEN-3651 (NEN, 2020f) de mogelijkheid voor een eenvoudige berekening met conservatieve parameters en voor een gedetailleerde berekening. De laatste op basis van locatie-specifieke netwerkberekeningen en pompcurve of maximaal debiet. Voor de Vitens leiding levert de gedetailleerde berekening een straal op van 10,0 m, gebaseerd op het maatgevende 'dagregime' van dit leidingstelsel (POV K&L, 2020a, p. Bijlage 7). Ter vergelijking: uit een vereenvoudigde berekening volgt een straal van 26,6 m. De diepte van de erosiekrater bedraagt in beide gevallen 2,6 m, conform de NEN-3651.

Tabel 2-6: Rekenwaarden erosiekraterafmetingen voor de Vitens waterleiding

Kratercategorie	Straal erosiekrater [m]	Diepte erosiekrater [m]
Gapend lek	10,0	2,6

2.8 Integrale faalkansanalyse

2.8.1 Inleiding

Ter plaatse van de leidingkruisingen moet worden getoetst of de maximaal toelaatbare dijkfaalkans als gevolg van leidingfalen niet wordt overschreden.

Deze toets wordt uitgevoerd door een integrale analyse van alle faalpaden. Ieder faalpad stelt daarbij een aaneenschakeling van een aantal gebeurtenissen voor, die uiteindelijk leidt tot verlies van de waterkerende functie. De kans op deze combinatie is het product van alle individuele faalkansen. Zie verder § 2.8.2.

In de faalpaden wordt rekening gehouden met de volgende invloeden van de in § 2.6 en § 2.7 beschreven effecten van leidingfalen op de dijkfaalkans:

- 'Direct falen' (DF): verlies van waterkerend vermogen door kraters in het dijklichaam.
- Verhoogde kans op overloop/golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (GEKB).
- Verhoogde kans op erosie van het buitentalud (GEBU).
- Verhoogde kans op interne erosie/piping door verkorting van de kwelweg (STPH).
- Verhoogde kans op macro-instabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts (STBI en STBU).

Zie § 2.8.4 voor de definitie van de in de integrale faalkansanalyses gehanteerde grenstoestanden voor deze verschillende mechanismen.

2.8.2 Faalpaden en zones

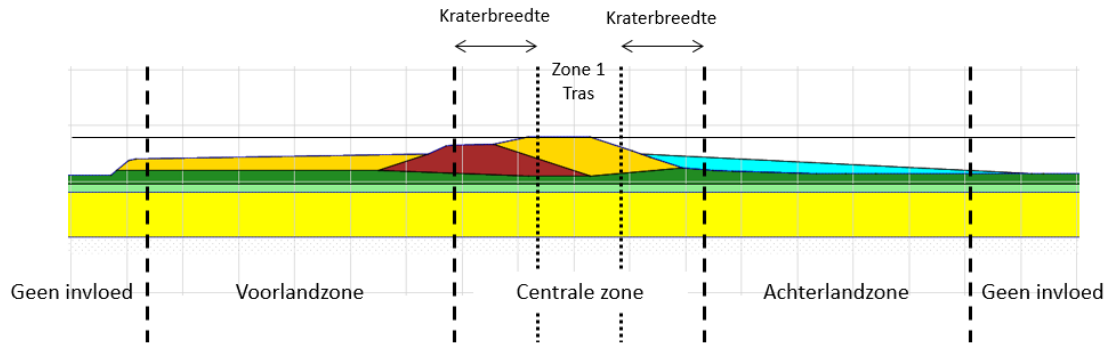
De totale dijkfaalkans is de som van de bijdragen van alle individuele faalpaden.

Binnen de toets op basis van faalpaden wordt gewerkt van grof naar fijn. Dit wil zeggen dat wordt gestart met conservatieve uitgangspunten, waarbij vervolgens alleen wordt verfijnd waar dat nodig en mogelijk is. Als een ontwerpvariant met conservatieve uitgangspunten voldoet is immers zeker dat het ook met aangescherpte uitgangspunten zal voldoen. Op deze wijze blijven de doorlooptijd en kosten beperkt tot wat minimaal noodzakelijk is om tot goedkeuring te komen.

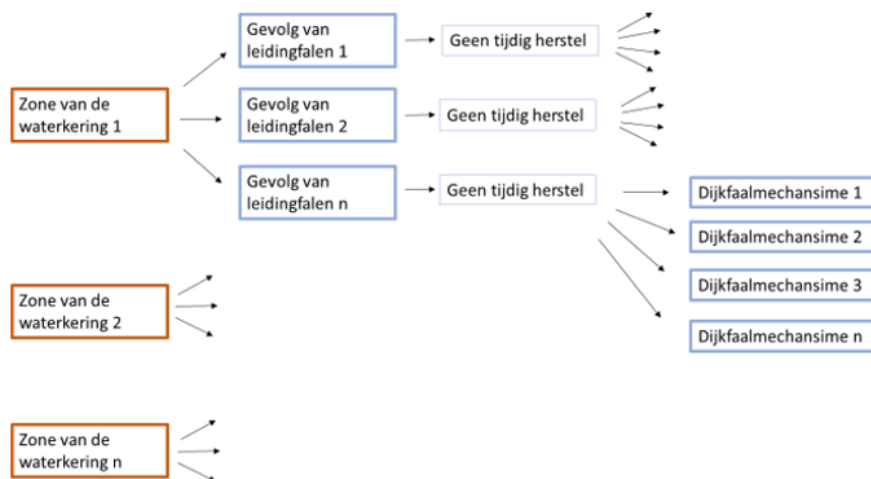
Binnen de voor de WOS-leidingkruisingen te beschouwen faalpaden wordt verder onderscheid gemaakt in minimaal drie verschillende zones waarin leidingfalen kan optreden. Dit zijn: (1) voorland; (2) centrale zone en (3) achterland. Eventueel kunnen de zones verder opgeknipt worden. Leidingfalen binnen de centrale zone leidt in de periode tot herstel tot volledig verlies van de waterkerende functie bij de hoogwaterstand die gemiddeld eens per jaar wordt overschreden (direct falen, zie § 2.8.3). Leidingfalen in de voorlandzone en in de achterlandzone leidt in de periode tot herstel tot een verhoogde kans op het optreden van verschillende dijkfaalmechanismes, zie § 2.8.4. Deze kans wordt bepaald door integratie van de bijdragen voor de verschillende mogelijke leklocaties langs de leiding. Bij leidingfalen

buiten deze zones is het effect op de waterkerende functie verwaarloosbaar. De ligging van de zonegrenzen volgt uit het aan te nemen restprofiel dat minimaal nodig is om direct falen te mogen uitsluiten (zie § 2.8.3) en uit de afmeting van het gebied waarbinnen het effect van leidingfalen nog leidt tot een significant verhoogde kans op de vier voorgenoemde mechanismen.

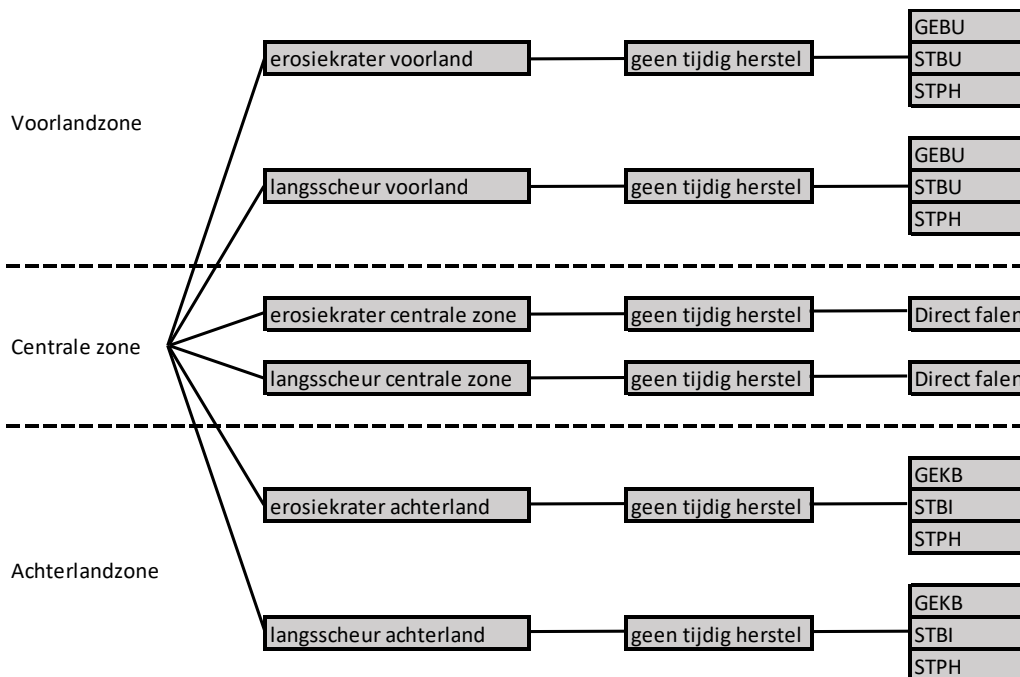
De ligging van de zones verschilt in principe per mechanisme.



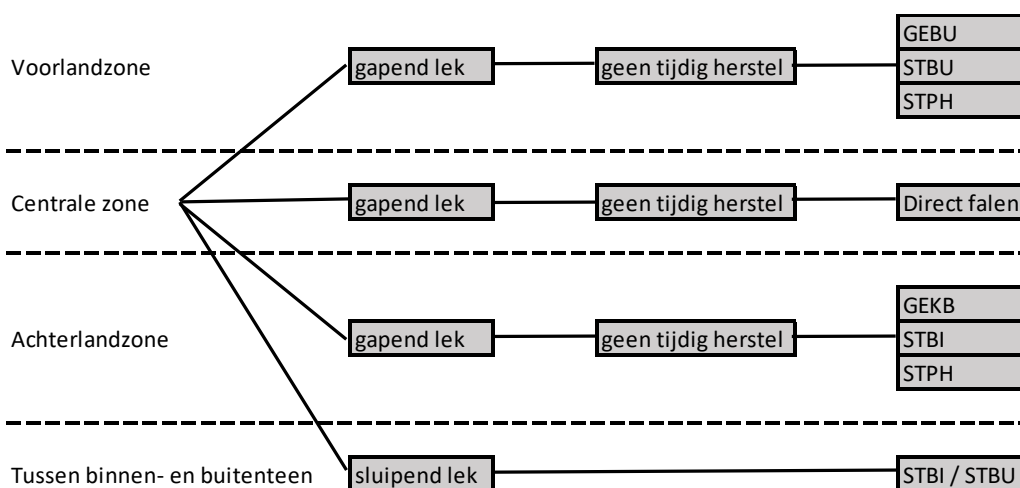
Figuur 2-6: Conceptuele Zone-indeling voor een willekeurig geval



Figuur 2-7: Conceptuele gebeurtenissenboom met kruisende leiding met gevolgen per faalverschijnsel en per zone van de waterkering



Figuur 2-8: Gebeurtenissenboom voor een kruisende gasleiding



Figuur 2-9: Gebeurtenissenboom voor een kruisende waterleiding

Het doorrekenen van de faalpaden binnen de gebeurtenissenboom gebeurt door alleen te doen wat minimaal nodig om vast te kunnen stellen dat de maximaal toelaatbare faalkans niet meer kan worden overschreden. Dat gebeurt door op alle onderdelen eerst uit te gaan van het ergste (majoreren) en door de belangrijkste kansbijdragen vervolgens aan te scherpen voor zover dat nog nodig is om onder de maximaal toelaatbare kans te komen. In praktijk komt dit neer op het doorlopen van de volgende stappen.

1. Reken eerst alle faalpaden door tot en met de kans op tijdig herstel.
2. Sorteert deze faalpaden naar resulterende faalkans, van groot naar klein.
3. Bereken in deze volgorde voor elk van de faalpaden de voorwaardelijke deelkans op overstroming, gegeven de voorgaande gebeurtenissen.
4. Stop zodra de som van de berekende faalkansen plus de restfaalkansen (de maximale faalkansen van alle nog verder door te rekenen faalpaden) de gestelde norm niet meer overschrijdt, met als conclusie dat de integrale faalkans in ieder geval binnen de eis blijft.

Alleen wanneer de som van de faalkansen, na het volledig doorrekenen van alle faalpaden, nog steeds de gestelde norm overschrijdt, volgt als conclusie dat het ontwerp niet aan de faalkanseis voldoet.

De bijdrage aan de dijkfaalkans als het gevolg van leidingfalen is per faalpad dus het product van de leidingfaalkans $P_{f,leiding}$, de kans op een hoogwater vóór herstel $P_{geen\ herstel}$ en de deelkans op door leidingfalen geïnduceerde vervolgmecanismen die leiden tot verlies van de waterkerende functie. Bij deze deelkans wordt de bijdrage in mindering gebracht van de mechanismen die ook al zonder leidingfalen zouden ontstaan, omdat daarop in de standaard beoordelingssporen al wordt gecontroleerd.

In formulevorm:

$$P_{f,dijk} = P_{f,leiding} \cdot P_{geen\ herstel} \cdot (P_{f,dijk|leiding\ falen} - P_{f,dijk|geen\ leiding\ falen}) \quad (2-1)$$

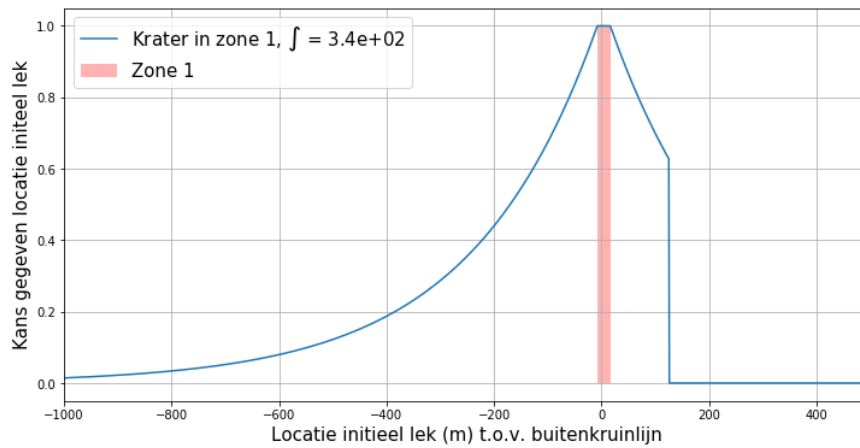
Met:

$P_{f,dijk}$	De bijdrage aan de dijkfaalkans door leidingfalen
$P_{f,leiding}$	De kans op leidingfalen
$P_{geen\ herstel}$	De kans dat herstel niet tijdig plaatsvindt. Dat wil zeggen dat voordien een hoogwater optreedt die minstens zo hoog is als de waterstand die gemiddeld eens per jaar wordt overschreden. Deze kans wordt in alle faalkansanalyses gelijk gesteld aan 0,05, op basis van een aangenomen duur van de hoogwaterperiode van 14 dagen en een duur van noodherstel gelijk aan 3 dagen.
$P_{f,dijk leiding\ falen}$	De dijkfaalkans gegeven leidingfalen en geen tijdig herstel
$P_{f,dijk geen\ leiding\ falen}$	De dijkfaalkans zonder leidingfalen óf leidingfalen en tijdig herstel

Voor langsscheuren bij gasleidingen (lektype c) worden in de gevolgmодellering twee situaties beschouwd:

- Als de scheur het minimaal benodigde restprofiel raakt leidt dit bij jaarlijks gemiddeld voorkomend hoogwater tot 'direct falen' (verlies van waterkerend vermogen); en
- langsscheuren dragen bij aan de kans dat er erosiekraters ontstaan in de voor- en achterlandzone van de dijk.

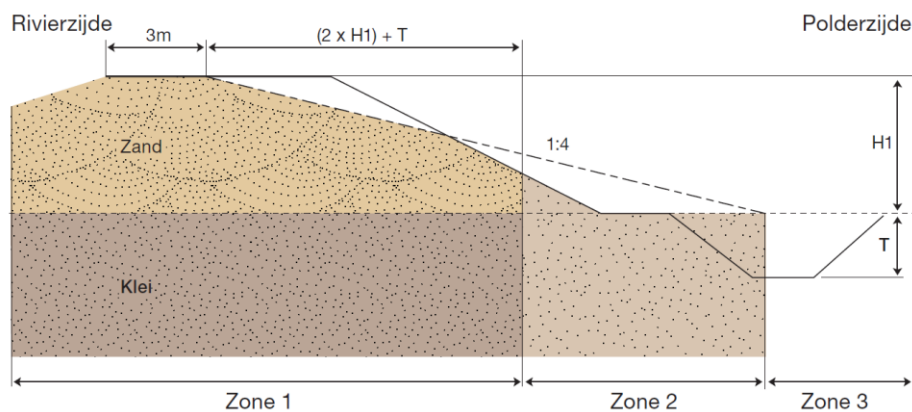
Figuur 2-10 toont voorbeeldsgewijs de kans op het raken van het minimaal benodigde restprofiel, afhankelijk van de locatie van het lek (cq. locatie van scheurinitiatie). Door het combineren van deze conditionele faalkans (aan weerszijden van de waterkering) met de faalfrequentie van een langsscheur per meter jaar resulteert een faalkans per jaar voor 'direct falen' bij geen tijdig herstel.



Figuur 2-10: Conditionele faalkans voor langsscheuren (lektype c) door raken van het dijklichaam, locatie t.o.v. de buitenkruinlijn $S = 0$ m. Bij $S = 125$ m bevindt zich een afsluiter; aanname is dat een scheur hier stopt.

2.8.3 Direct falen binnen het minimaal benodigde restprofiel

In de integrale faalkansanalyses wordt aangenomen dat 'Direct Falen' optreedt wanneer een erosiekrater of langsscheur het minimaal benodigde restprofiel van de dijk raakt. Dit is een conservatieve aanname. Voor het minimaal benodigde restprofiel wordt daarbij de 'zone 1' definitie uit het TRAS (ENW, 2009) gebruikt, waarbij de minimaal benodigde kruinbreedte echter gelijk wordt gesteld aan 1,5 m, in plaats van 3 m.



Figuur 2-11: Definitie van TRAS 'zone 1' (ENW, 2009). In de integrale faalkansanalyse wordt voor het minimaal benodigde restprofiel afwijkend een minimaal benodigde kruinbreedte van 1,5 m gebruikt.

2.8.4 Kans op verschillende dijkaalmechanismen

De kansen op het optreden van de in § 2.8.1 opgesomde mechanismen (anders dan 'Direct Falen') worden bepaald door het toepassen van rekenmodellen. Het effect van leidingfalen (de krater of langsscheur) wordt meegenomen in de schematisering voor deze rekenmodellen. Uitgezonderd voor GEBU wordt gebruik gemaakt van de modellen die ten grondslag liggen aan de gedetailleerde toetsregels van het WBI. Tabel 2-7 geeft een overzicht.

Tabel 2-7: Overzicht van de toegepaste rekenmodellen voor de verschillende mechanismen

Mechanisme	Model, Software & Opmerking
Overloop/golfoverslag en erosie kruin/binnentalud (GEKB)	Hydra-NL. Frequentie van het overschrijden van het kritieke overslagdebiet toetsen aan de toelaatbare jaarlijkse faalkans. (HKV, 2019)
Erosie gras buitentalud (GEBU)	Inschatting van het volume grond dat erodeert o.b.v. de meest recente erosie-formule (Deltares, 2020)
Interne erosie: piping en heave (STPH).	Opbarsten, Heave en Sellmeijer (terugschrijdende erosie) criterium. Faalkans-inschatting o.b.v. semi-probabilistische analyses en kalibratierelatie. (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2021c)
Macro-instabiliteit binnenwaarts (STBI) en buitenwaarts (STBU)	D-Stability. Faalkans-inschatting o.b.v. semi-probabilistische analyses en STBI kalibratierelatie* (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2021a)

*De STBI kalibratie-relatie is formeel alleen gekalibreerd voor binnenwaartse instabiliteit van reguliere dijkprofielen. Een verdere kanttekening is dat de relatie alleen is gekalibreerd voor hogere doelbetrouwbaarheden.

Gegeven de door leidingfalen veroorzaakte aantasting van de dijk of van de omgeving daarvan, wordt de kans bepaald op het optreden van verschillende mechanismen. Voor GEKB wordt probabilistisch de kans bepaald op het overschrijden van zeker kritiek overslagdebiet. Voor de mechanismen STBI, STBU en STPH wordt in eerste instantie een semi-probabilistische stabiliteitsbepaling toegepast, waarbij de stabiliteitsfactor bij karakteristieke grondeigenschappen en bij 'waterstand bij norm' wordt vertaald naar een betrouwbaarheidsindex β met hulp van de betreffende gekalibreerde WBI-relaties voor macrostabiliteit en piping (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2021a).³ In een verfijningsslag kunnen de faalkansen voor STBI, STBU en STPH waar nodig ook direct probabilistisch bepaald worden.

Regulier wordt voor GEBU (graserosie buitentalud) doorgaans al uitgegaan van een overstroming als de bekleding bij een hoogwater niet meer intact is. Als de bekleding faalt door erosie als gevolg van golfbelasting en als de dijk hoofdzakelijk uit zand bestaat, dan is dit een redelijk goede faaldefinitie. Als falen van de bekleding het gevolg is van leidingfalen dan is het conservatief om daarbij ook direct eean overstroming aan te nemen, omdat er dan helemaal geen sprake hoeft te zijn van golfbelasting. In combinatie met leidingfalen gaan we daarom alleen uit van een overstroming als de golven tijdens dit hoogwater tot een significant erosievolume leiden.

Binnen de faalkansbepalingen wordt uitgegaan van de volgende definities voor de grenstoestanden waarboven verlies van waterkerende functie (oftewel dijkfalen) wordt verondersteld. Deze definities gelden consistent voor het geval zonder leidingfalen en met leidingfalen.

- **GEKB**
Voor het dijkfaalmechanisme graserosie van kruin en binnentalud (GEKB) wordt als faaldefinitie het overschrijden van een overslagdebiet van 10 l/m/s gehanteerd voor een initieel intact binnentalud (De Betuwse Waard, 2020d). Voor een door een erosiekrater beschadigd binnentalud wordt met een verlaagd kritiek overslagdebiet van 0,1 l/m/s gerekend (POV K&L, 2020a). Volgens WSRL is dit voor kleidijken een conservatieve keuze.

³ De semi-probabilistische rekenregel is gekalibreerd aan een faalkanseis op jaarbasis. Het resultaat is binnen de geschetste context daarom alleen toepasbaar als de beschadigde kering (alleen) kan falen bij buitenwaterstanden die gemiddeld eens per jaar worden overschreden.

- **GEBU**
Voor het dijksfaalmechanisme graserosie van het buitentalud (GEBU) is sprake is van overstroming en dus falen er bij een bepaald geërodeerd volume. In de integrale faalkansanalyse wordt als faaldefinitie uitgegaan van verlies van waterkerende functie nadat $10 \text{ m}^3/\text{m}$ is geërodeerd. Het volume van de dijk is grofweg $100 \text{ m}^3/\text{m}$. De keuze voor $10 \text{ m}^3/\text{m}$ is conservatief en houdt impliciet ook rekening met het feit dat de toe te passen erosieformules voor dergelijke volumes niet gevalideerd zijn (POV K&L, 2020a, p. A.3).
- **STPH**
Het dijksfaalmechanisme piping is afhankelijk van de uplift, heave en terugschrijdende erosie criteria (sub-mechanismen). Voor het optreden van piping moeten al deze sub-mechanismen optreden. De faalkans voor STPH wordt conservatief echter gelijk gesteld aan de laagste kans op één van deze deelgebeurtenissen.
- **STBI en STBU**
Bij binnenwaartse en buitenwaartse taludinstabiliteit wordt dijksfalen aangenomen wanneer de resterende kruinbreedte minder is dan 1,5 m. Bij de stabiliteitsbepaling voor het geval zonder leidingfalen wordt ook een verkeersbelasting meegenomen, conform de uitgangspuntennotitie van DBW (De Betuwse Waard, 2020d).

2.9 Kans op falende gasleidingen

2.9.1 Inleiding

Voor het bepalen van de faalkans van de leiding is het nodig om te differentiëren tussen de verschillende faalscenario's of lektypes en tussen verschillende locaties in de dwarsdoorsnede van de waterkering. Op voorhand wordt opgemerkt dat effecten van grondvervormingen door hoogwaterbelasting op leidingfalen in dit hoofdstuk niet zullen worden meegenomen. Zie daarvoor hoofdstuk 3.

2.9.2 Casuïstiek (generiek)

Voor het bepalen van de faalkans van de grote-diameter gasleidingen heeft TNO gebruik gemaakt van faalstatistieken voor aardgastransportleidingen in Europa (EGIG⁴). Daarnaast is gekeken naar statistieken van Conca⁵ en het United States Department of Transportation (DOT). Voor de bepaling van reductiefactoren op de faalkans van buisleidingen is gebruik gemaakt van de Handleiding Risicoberekeningen BEVB (RIVM, 2021).

Op basis van een beschouwing ten aanzien van de geschiktheid van de verschillende datasets heeft TNO gekozen voor de EGIG-frequenties in de periode van 2007-2016 (zie Tabel 2-8), met de volgende argumenten:

- De statistiek is gebaseerd op waarnemingen van aardgastransportleidingen in Europa;
- Recente waarden worden als meer representatief beschouwd;
- Voor de gekozen periode beschikken we over meer informatie dan de periode 2012-2016, namelijk de faalfrequenties per lekgrootte per oorzaak;
- De waarden voor de gekozen periode zijn iets conservatiever dan de periode 2012-2016 m.u.v. de waarden voor 'ground movement', maar deze faaloorzaak wordt apart beschouwd.

⁴ EGIG = European Gas Pipeline Incident Data Group.

⁵ CONCAWE = CONservation of Clean Air and Water in Europe

Tabel 2-8: Faalfrequentie per 1000 km per jaar per oorzaak en lekgruote EGIG (2007-2016)

Oorzaak Lekgruote	External interference	Corrosion	Mechanical defects	Hot tap made by error	Ground movement	Other and unknown
Rupture	0,0058	0,0000	0,0022	0,0000	0,0065	0,0007
Hole	0,0195	0,0007	0,0014	0,0014	0,0079	0,0014
Pinhole/crack	0,0166	0,0353	0,0224	0,0043	0,0065	0,0123
Unknown	0,0007	0,0014	0,0007	0,0000	0,0014	0,0007

2.9.3 Correcties (locatie-specifiek)

Vervolgens zijn door TNO correcties aangebracht op de generieke faalfrequenties, om rekening te houden met de specifieke situatie van de beschouwde gasleiding en de bijzonderheden van een leidingkruising. Zie Tabel 2-8. In de gebruikte statistiek zit immers geen enkele gebeurtenis van een falende leiding in (of nabij) een dijk. Ook hebben waterschappen een Keur. Dit maakt dat werkzaamheden aan een leiding in een waterkering aan vergunningplicht onderhevig zijn en alleen onder bepaalde voorwaarden (bijvoorbeeld buiten het gesloten hoogwaterseizoen) mogen worden uitgevoerd. Dit betekent dat de EGIG-waarden conservatief zijn voor de bij WOS kruisende gasleidingen.

De aangebrachte correcties voor de A505 leiding betreffen concreet:

1. Correctie voor grote diameters. De aardgasleidingen in dijktraject Wolferen-Sprok betreffen 36" en 48" leidingen. De statistiek voor kleinere leidingen is hiervoor niet relevant. Voor deze leidingafmeting alleen zijn echter te weinig gegevens beschikbaar voor betekenisvolle statistiek. Daarom is gekeken naar de groep leidingen met een diameter groter dan 17", welke vergelijkbare staalkwaliteit hebben als de grote diameters. Via weging naar exposure blijkt deze groep in totaal, maar ook per lektipe ruwweg een factor 3 lagere faalfrequentie te hebben dan het totaal (TNO, 2020a, pp. Tabel 4-6). Daarom worden de generieke EGIG-faalfrequenties in Tabel 2-8 verlaagd met een factor 3. De resulterende schattingen blijken overigens conservatief vergeleken met expertschattingen door experts van Gasunie en DNV-GL (TNO, 2020a, pp. Tabel 4-7).
2. Correctiefactoren BEVB. In de Handleiding Risicoberekeningen BEVB (RIVM, 2021) worden reductiefactoren benoemd, die in rekening mogen worden gebracht om te komen tot faalfrequenties voor toepassing in risicoberekeningen ter bepaling van de zogenaamde 10-6 risicocontour. Zie Tabel 2-9 voor de gehanteerde correcties, inclusief een korte motivatie.

Tabel 2-9: Correctiefactoren voor leiding-faalfrequenties volgens BEVB met motivatie (TNO, 2020a)

Oorzaak	Correctiefactor	Motivatie
External interference - Centrale Zone	0,1	Voor alle wanddiktes is de BEVB-factor 0,1 aangehouden. De wanddikte van de A505 en A507 zit 1 % onder de wanddikte die de NEN-3650 vereist in relatie tot gevoeligheid voor graafwerkzaamheden. Vanwege de voorzorg die volgt uit de keur (toegankelijkheid en vergunningverlening) is de BEVB-factor 0,1 ook bij deze wanddikte echter nog voldoende conservatief.
External interference - Overige zones	1,0	Voor voor- en achterlandzone geen invloed, maar wel dijkomgeving (conservatieve factor gegeven dat dit waarschijnlijk nog steeds in de Keurzone is (BEVB Cluster 4))
Corrosion	0,1	Interne corrosie speelt niet bij gasleidingen in Nederland (aardgastransportleidingen vervoeren zoet droog niet corrosief aardgas, dat voldoet aan ISO 13686). In de vergunning staat (of moet staan) dat deze alleen geldt voor droog niet corrosief aardgas wat voldoet aan ISO 13686. Volgens de BEVB mag gewerkt worden met een factor 0 in een dijk. Een fout is echter altijd mogelijk. Daarom is gekozen voor een conservatieve factor gelijk aan 0,1.
Mechanical defects	0,1	Alle materialen en met name lassen bij gastransportleidingen worden naast het normale constructietoezicht apart geverifieerd door een onafhankelijke instantie.
Operational - Centrale Zone	1,0	Alle operationele fouten worden hieronder geschaard. Factor lijkt weinig effect te hebben. Daarom deze conservatieve aanname.
Operational - Overige zones	0,0	Conservatief, want uit praktijk weinig of geen bezwijkgevallen bekend voor "Gasslag" of overdruk door falen overdrukbeveiliging.
Ground movement	1,0	In de beschouwde situatie wordt de leiding in ieder geval belast door zettingen. Een factor 1,0 is daarvoor een conservatieve aanname, zolang niveau I PLE4WIN analyses aantonen dat de faalkans voor zetting-geïnduceerde overschrijding van de leidingsterkte lager is dan de EGIG faalfrequentie (zie § 2.9.4). Zie verder hoofdstuk 3 voor wat betreft leidingbelasting door beschadiging van het dijkprofiel tijdens of na hoofwaterbelasting.

2.9.4 Probabilistische analyses voor faaloorzaak 'ground movement'

De waarden van de EGIG-casuïstiek met betrekking tot de faaloorzaak 'ground movement' zijn niet relevant voor de Nederlandse situatie. De statistiek is Europa-breed en is vooral bepaald door grondbewegingen in berglandschappen. In Nederland is dit niet aan de orde, maar moet wel rekening worden gehouden met leidingfalen door zettingen die in de tijd ontstaan door de geleidelijke samendrukking van de slappe ondergrond. Daarom zijn langs rekenkundige weg schattingen gemaakt van de kans dat de A505 leiding faalt als gevolg van dergelijke zetting. Hiervoor is gebruik gemaakt van berekeningen met het computerprogramma PLE4Win, dat gebaseerd is op grenstoestanden en berekeningsmodellen volgens NEN-3650.

Voor de probabilistische analyses is binnen de eerdere POVK K&L analyses voor de A505 gebruik gemaakt van verwachtingswaarden en variatiecoëfficiënten die in grote lijnen overeenkomen met de invoer van de achtergrondberekeningen voor NEN-3650/3651. De invloedscoëfficiënten (α -waarden) zijn bepaald op hun standaardwaarden volgens Eurocode en ISO 2394, waarbij voor de keuze van dominant versus ondergeschikt is aangesloten bij de achtergrond voor de NEN-3650 reeks. Door gebruik te maken van deze schattingen voor de invloedscoëfficiënten is de probabilistische berekening sterk bekort.

Voor de actuele PLE4Win analyses van de verschillende leidingen wordt verwezen naar de nevenrapporten (Deltares, 2021; De Betuwse Waard, 2021b). Volgens NEN-3650 is de minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex per levensduur gelijk aan 5,1. Dit is representatief voor een doorsnede van een leidingkruising met een dijkaslangte van 100 m. Wanneer de uit de PLE4WIN volgende betrouwbaarheidsindices voor de verschillende grenstoestanden - met invloed van zettingen - ver boven deze waarde uitkomen, dan zullen de

corresponderende faalfrequenties zo laag zijn dat het effect op de faalkans verwaarloosd mag worden ten opzichte van de overige faaloorzaken. In dat geval is het handhaven van de op EGIG gebaseerde faalfrequenties conservatief.

Zie verder hoofdstuk 3 voor de eventuele extra dijkfaalkans door leidingfalen als gevolg van 'secundaire vervormingen', die zijn gerelateerd aan hoogwateromstandigheden.

2.9.5 Samenvatting kansen op een lek

De in Tabel 2-10 opgenomen faalfrequenties voor de gasleidingen zijn identiek voor de 36 inch leidingen (A505 en A507) en de 48 inch leidingen (A524, A533). De laatste twee kolommen bevatten de faalfrequenties per 1000 km jaar voor binnen de centrale zone en voor daarbuiten. Deze faalfrequenties zijn eerder al door TNO vastgesteld, in samenwerking met DNV-G (TNO, 2020a). Zie ook bijlage D. De frequenties zijn gebaseerd op de EGIG faalfrequenties 2007-2016, gecorrigeerd voor grote diameters en met correctiefactoren volgens BEVB. De kolom 'kratercategorie' koppelt de verschillende oorzaken en lektypes aan de gevolgcategorieën zoals beschreven in § 2.6.

Tabel 2-10: Faalfrequenties per 1000 km en per jaar voor gasleidingen met grote diameters gecorrigeerd o.b.v. BEVB voor specifieke condities gasleiding A505 (TNO, 2020a). De vijfde kolom koppelt de kratercategorieën aan de kraterafmetingen zoals bepaald t.b.v. de gevolmodellering.

	Oorzaak	Lektype	Krater categ.	EGIG (grote Ø) per 1000 km jaar	Factor BEVB		Resulterende faalfrequentie per 1000 km jaar		
					buiten centrale zone	binnen centrale zone	buiten centrale zone	binnen centrale zone	
Langsrichting	External interference (graafwerkzaamheden)	a	Scheurtje (pin hole)	I	0,006	1,0	0,1	5,5E-03	5,5E-04
		a	Gat (hole)	III	0,007	1,0	0,1	6,5E-03	6,5E-04
		c	Breuk (rupture)	III	0,002	1,0	0,1	1,9E-03	1,9E-04
	Corrosion	a	Gaatje (pin hole)	I	0,012	0,1	0,1	1,2E-03	1,2E-03
		a	Gat of cluster (hole)	II	0,000	0,1	0,1	2,3E-05	2,3E-05
		c	Breuk van meerdere pijplengtes (rupture)	(n.v.t.)	0,000	0,1	0,1	0,0E+00	0,0E+00
	Operational (fout bij hot tap)	a	Scheur (pinhole/crack)	I	0,001	1,0	0,0	1,4E-03	0,0E+00
		a	Gat (hole)	II	0,000	1,0	0,0	4,7E-04	0,0E+00
		c	Breuk (rupture)	II	0,000	1,0	0,0	0,0E+00	0,0E+00
Omtreksrichting	Mechanical defects (defect, lasfout)	b	Scheurtje (pin hole)	I	0,007	0,1	0,1	7,5E-04	7,5E-04
		b	Vervormings-gestuurde scheur (hole)	II	0,000	0,1	0,1	4,7E-05	4,7E-05
		d	Belasting-gestuurde breuk (rupture)	III	0,001	0,1	0,1	7,3E-05	7,3E-05
	Ground movement (zetting)	b	Scheurtje (pin hole)	I	0,002	1,0	1,0	2,2E-03	2,2E-03
		b	Vervormings-gestuurde scheur (hole)	II	0,003	1,0	1,0	2,6E-03	2,6E-03
		d	Belastinggestuurde breuk (rupture)	III	0,002	1,0	1,0	2,2E-03	2,2E-03

Tabel 2-11: Lekafmetingen voor de verschillende buisdiameters en wanddiktes. A_{buis} is hierin het oppervlak dat hoort bij de inwendige buisdiameter.

	Oorzaak	Lektype	Lek-oppervlakte [mm ²]			
			A505 en A507 - wanddikte 12,87 mm	A524 en A533 - wanddikte 25 mm	A524 en A533 - wanddikte 30 mm	
Langsrichting	External interference (graafwerkzaamheden)	a	Scheurtje (pin hole)	<18	<3470	<7803
		a	Gat (hole)	< A_{buis}	< A_{buis}	< A_{buis}
		c	Breuk (rupture)	$2xA_{buis}$	$2xA_{buis}$	$2xA_{buis}$
	Corrosion	a	Gaatje (pin hole)	<314	<314	<314
		a	Gat of cluster (hole)	<2376	<3470	<7803
		c	Breuk van meerdere pijplengtes (rupture)	(n.v.t.)	$2xA_{buis}$	$2xA_{buis}$
	Operational (fout bij hot tap)	a	Scheur (pinhole/crack)	<18	<3470	<7803
		a	Gat (hole)	<2376	<2376	<2376
		c	Breuk (rupture)	<1000	A_{buis}	A_{buis}
	Omtreksrichting	Mechanical defects (defect, lasfout)	b	Scheurtje (pin hole)	<25	<29
b			Vervormings-gestuurde scheur (hole)	<1000	<1200	<1200
d			Belasting-gestuurde breuk (rupture)	$2xA_{buis}$	$2xA_{buis}$	$2xA_{buis}$
Ground movement (zetting)		b	Scheurtje (pin hole)	<25	<29	<45
		b	Vervormings-gestuurde scheur (hole)	<1000	<1200	<1200
		d	Belastinggestuurde breuk (rupture)	$2xA_{buis}$	$2xA_{buis}$	$2xA_{buis}$

TNO concludeert dat voor de integrale faalkansanalyse voldoende gegevens beschikbaar zijn. Tabel 2-12 geeft een conservatieve schatting van de faalfrequenties. Betere en meer nauwkeuriger schattingen lijken mogelijk, als blijkt dat de conservatieve schattingen leiden tot het niet voldoen aan de eis voor waterveiligheid.

Voor toepassing in de integrale faalkansanalyse zijn de faalfrequenties in Tabel 2-12 samengevat per kratercategorie I t/m III, met als eenheid per meter en jaar. Deze moeten nog worden verschaald naar de in de integrale faalkansanalyse nader te bepalen zoneafmetingen waarbinnen leidingfalen invloed op het functioneren van de waterkering heeft.

Tabel 2-12: Faalfrequenties per meter en jaar voor gasleiding A505 per kratercategorie (gekoppeld aan lektype, som van de faalfrequenties per kratercategorie)

Kratercategorie	Buiten centrale zone	Binnen centrale zone
I	1,1 E-08	4,7 E-09
II	3,1 E-09	2,7 E-09
III	8,7 E-09	2,9 E-09
Krater totaal I-III	2,3 E-08	1,0 E-08
Langsscheur (type c)	1,9 E-09	1,9 E-10

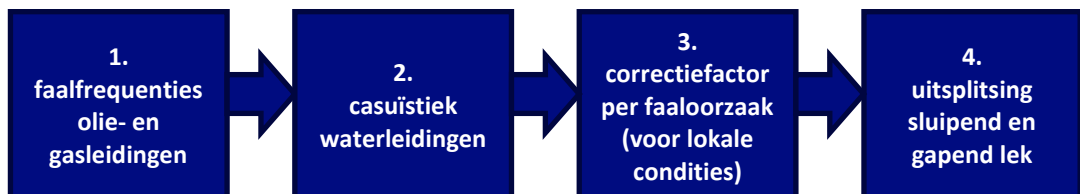
In het kader van de werkwijze 'van grof naar fijn' wordt in eerste instantie alleen onderscheid gemaakt tussen kraters en langsscheuren, waarbij de som van de faalkansen voor alle kratercategorieën ('Krater totaal I-III') wordt gehanteerd in combinatie met de gevolgen horend bij de grootste kraters. Dat is weliswaar conservatief, maar houdt de analyse

overzichtelijk en kan worden verfijnd indien noodzakelijk. Langsscheuren worden als aparte categorie behandeld.

2.10 Kans op falende Vitens waterleiding

2.10.1 Inleiding

De hierna beschreven aanpak voor het bepalen van de kans op een falende waterleiding is initieel opgezet door TNO, binnen het POV K&L referentieproject GoWa-Dunea (TNO, 2019). In 2020 is deze aanpak vervolgens ook gebruikt om de faalkansen te bepalen voor de Vitens leiding (POV K&L, 2020b). De gevolgde aanpak berust op vier stappen, die zijn weergegeven in Figuur 2-12.



Figuur 2-12: Hoofdstappen in de faalkansanalyse van de leiding

De stappen omvatten het volgende:

1. Faalfrequenties olie- en gasleidingen: Voor olie- en gasleidingen zijn er uitgebreide datasets beschikbaar, gebaseerd op casuïstiek van faalgevallen, inclusief onderscheid tussen faaloorzaken. Deze vormen de basis van de analyse, die gezien de onderliggende data veel beter is uitgewerkt dan wat er voor waterleidingen beschikbaar is. Tevens wordt ingegaan op welke dataset de meest geschikte lijkt voor toepassing bij de beschouwde watertransportleiding.
2. Casuïstiek waterleidingen: KWR heeft in het kader van een eerdere studie data uit U-Store (gemeenschappelijke database van een aantal waterleidingbeheerders) geanalyseerd en verrijkt met gegevens uit interviews met waterleidingbeheerders (TNO, 2019). Op basis van deze gegevens is voor de beschouwde watertransportleiding een conservatieve schatting van de faalfrequentie gemaakt. De in stap 1 gevonden faalfrequenties per faaloorzaak zijn vervolgens gecorrigeerd (verhoogd), om overeen te komen met deze faalfrequentie voor de waterleiding.
3. Correctiefactor per faaloorzaak: Vanwege de bijzonderheden van de beschouwde leiding die afwijken van de gemiddelde populatie van leidingen in de casuïstiek zijn correctiefactoren toegepast gebaseerd op de BEVB (BEVB - Besluit Externe Veiligheid Buisleiding, 2010). Bij deze correctie is rekening gehouden met de verschillende zones in de doorsnede van de waterkering.
4. Uitsplitsing sluipend versus gapend lek: Vervolgens is de faalkans per faaloorzaak uitgesplitst in de kans op een sluipend lek en de kans op een gapend lek (vanwege de verschillen in invloed op de faalmechanismen van de waterkering). Hierbij is gebruik gemaakt van de kans op en het effect van verschillende gat-afmetingen bij lekkage.

Er bleek voor de Vitens leiding geen noodzaak om de middels casuïstiek gevonden faalfrequenties bij te stellen (te verhogen). Deze conclusies is getrokken op basis van variaties binnen de leidingsterkteberekeningen volgens bijlage D van de NEN-3650, gecombineerd met een niveau I probabilistische benadering (POV K&L, 2020b, p. Bijlage 6).

2.10.2 Faalfrequentie en casuïstiek (stap 1 en 2)

De faalkansbijdragen (per lengte-eenheid en jaar) voor de waterleiding zijn door TNO gebaseerd op een combinatie van de meest recente CONCAWE (2012-2016) kentallen voor

de verdeling over verschillende faaloorzaken bij vloeistofleidingen en de KWR casuïstiek voor waterleidingen. Zie Tabel 2-13 tot en met Tabel 2-15.

Tabel 2-13: Faalfrequentie per 1000 km per jaar voor olie- en gasleidingen, vanuit verschillende studies (TNO, 2019).

Faaloorzaak	EGIG 2012-2016	CONCAWE 1971-2014	CONCAWE 2012-2016	BEVB BEVI	COB
External interference	0,032	0,23	0,078	0,17	10,00
Corrosion	0,027	0,11	0,057	0,18	0,01
Mechanical defects	0,021	0,11	0,051	0,18	0,02
Operational	0,003	0,03	0,011	0,03	0,10
Ground movement	0,031	0,01	0	0,01	2,00
Total	0,114	0,49	0,197	0,57	12,10

De (beperkte) KWR casuïstiek voor de stalen drinkwaterleidingen die zijn aangelegd vanaf 1960 geeft een faalfrequentie van $1,3 \times 10^{-3}$ /km/jaar voor de diameterrange 500 mm - 799 mm, waarbinnen ook de Vitens leiding valt. Zie onderstaande tabel.

Tabel 2-14: Faalfrequentie van drinkwaterleidingen aangelegd vanaf 1960 op basis van (beperkte) KWR casuïstiek (TNO, 2019, p. Bijlage C)

Diameterrange	Faalfrequentie (per km per jr)	Totale lengte van de leidingen (km)
Kleiner dan 200 mm	222×10^{-3}	447
Van 200 t/m 499 mm	81×10^{-3}	186
Van 500 t/m 799 mm	$1,3 \times 10^{-3}$	363
Gelijk of groter dan 800 mm	0	53

Tabel 2-15: Geschaalde faalfrequenties voor de Vitens waterleiding, gebaseerd op een totale faalfrequentie volgens KWR en een verdeling over faaloorzaken volgens CONCAWE (vloeistofleidingen).

Faaloorzaak	Op basis van CONCAWE geschaalde bijdragen aan de totale faalfrequentie voor waterleidingen [per 1000 km per jaar]
Beschadiging door derden	0,515
Corrosie	0,376
Mechanische defecten	0,337
Operationeel	0,073
Natuurlijke oorzaken, waaronder zettingen	0,000
Total	1,3

2.10.3 Locatie-specifieke correcties (stap 3)

Om recht te doen aan de specifieke omstandigheden van de onderzochte leidingkruising zijn enkele correctiefactoren toegepast op de generieke faalfrequenties vanuit de casuïstiek. Deze zijn gebaseerd op de BEVB en samengevat in Tabel 2-16 tot en met Tabel 2-18.

Tabel 2-16: Correctiefactoren op faalkansen voor de faaloorzaak Beschadiging door derden / Third Party Interference (TPI) per impactzone waterkering (POV K&L, 2020b)

Faaloorzaak	Factor Voorland zone	Factor Centrale zone	Factor Berm zone	Factor Achterland zone	Motivatie (een factor groter dan 1 is risico verlagend en een factor kleiner dan 1 is risico verhogend)
TPI Cluster 1 Regelgeving en casuïstiek	2,5	2,5	2,5	2,5	WIBON regelgeving, zie Module B Handleiding Risicoberekeningen Bevb.
TPI Cluster 2 Afdekking met beschermend materiaal	1	1	1	1	Geen
TPI Cluster 3 Beheermaatregelen	1	10	10	1	Graven/boren verboden, zie Module C Handleiding Risicoberekeningen Bevb.
TPI Cluster 4 Fysieke barrières op maaiveld	1	10	10	1	Dijklichaam, zie Module C Handleiding Risicoberekeningen Bevb.
TPI Cluster 5 Overige maatregelen	1	1	1	1	Geen
TPI Cluster 6 Extra gronddekking	2,37	1,47	53,73	3,02	<u>Gronddekking</u> - Voorlandzone: 1,2 m; - Centrale zone: minimaal 1 m; - Bermzone: minimaal 2,5 m; - Achterlandzone: 1,3 m. Referentiediepte 84 cm. Zie Module C Handleiding Risicoberekeningen Bevb.
TPI Cluster 7 Wanddikte	1	10	10	10	Centrale en berm en achterlandzone wanddikte 15,9 mm, zie Module C Handleiding Risicoberekeningen Bevb.
Totaalfactor TPI clusters (*)	5,93	3670	134329	75	

Faalkans TPI gecorrigeerd = Faalkans TPI / Totaalfactor TPI clusters

Tabel 2-17: Correctiefactoren voor faalkansen voor de faaloorzaak Andere / Overige factoren per impactzone waterkering (POV K&L, 2020b)

Faaloorzaak	Factor Voorland zone	Factor Centrale zone	Factor Berm zone	Factor Achterland zone	Motivatie (een factor groter dan 1 is risico-verlagend en een factor kleiner dan 1 is risico-verhogend)
AF Overig 1 Mitigerende maatregelen ter voorkoming van mechanisch falen	1	1	1	1	Geen
AF Overig 2 Mitigerende maatregelen ter voorkoming van inwendige corrosie	1	1	1	1	De leiding is inwendig gecoat.
AF Overig 3 Mitigerende maatregelen ter voorkoming van uitwendige corrosie	1	1	1	1	De leiding is voorzien van kathodische bescherming
AF Overig 4 Mitigerende maatregelen ter voorkoming van natuurlijke oorzaken	10	10	10	10	Ontoelaatbare zettingen c.q. spanningen kunnen door middel van een evaluatie redelijkerwijs vergaand worden uitgesloten. Zie Module D Handleiding Risicoberekeningen Bevb.
AF Overig 5 Mitigerende maatregelen voor operationele en overige oorzaken	1	1	1	1	Geen

Tabel 2-18: Gereduceerde faalkans per zone van het dijklichaam

Faaloorzaak	Voorland zone [1/j 1/km]	Centrale zone [1/j 1/km]	Berm zone [1/j 1/km]	Achterland zone [1/j 1/km]
Beschadiging door derden	0,515E-3 / 5,93 = 86,78E-6	0,515E-3 / 3670 = 14,02E-8	0,515E-3 / 134329 = 38,32E-10	0,515E-3 / 75,41 = 68,26E-7
Mechanische defecten	0,337E-3 / 1 = 33,65E-5	0,337E-3 / 1 = 33,65E-5	0,337E-3 / 1 = 33,65E-5	0,337E-3 / 1 = 33,65E-5
Corrosie	0,376E-3 / 1 = 37,61E-5	0,376E-3 / 1 = 37,61E-5	0,376E-3 / 1 = 37,61E-5	0,376E-3 / 1 = 37,61E-5
Natuurlijke oorzaken (bv. grondverschuivingen)	0 / 10 = 0	0 / 10 = 0	0 / 10 = 0	0 / 10 = 0
Operationeel en overig	0,073E-3 / 1 = 72,59E-6	0,073E-3 / 1 = 72,59E-6	0,073E-3 / 1 = 72,59E-6	0,073E-3 / 1 = 72,59E-6
Totaal	8,72E-4	7,85E-4	7,85E-4	7,92E-4

2.10.4 Verdeling faalkans over gapend en sluipend lek (stap 4)

De verdeling van de faalkansen over een sluipend en een gapend lek is in eerste instantie gebaseerd op een verdeling van 75%-25% (BEVB - Besluit Externe Veiligheid Buisleiding, 2010), welke vervolgens opgesplitst is in de verschillende faaloorzaken. Dit resulteert in Tabel 2-19.

Tabel 2-19: Faalkans gesplitst naar sluipend/gapend lek (klein/groot) (TNO, 2019)

Faaloorzaak	Klein – groot (Lek – krater) [%]
External interference	50 – 50
Corrosion	90 – 10
Mechanical defects	90 – 10
Operational	90 – 10
Ground movement	50 – 50

De in de tabel gegeven verhoudingen voor 'corrosion' en 'mechanical defects' zijn nader bepaald door middel van de kansverdelingen van de gat-afmetingen bij de betreffende faaloorzaken, in combinatie met een bepaling van de kritieke gat-afmetingen voor het ontstaan van een gapend lek, afhankelijk van de gronddekking. De resultaten voor een sluipend en een gapend lek zijn samengevat in Tabel 2-20.

Tabel 2-20: Faalkans [%] gesplitst naar sluipend/gapend lek rekening houdend met gronddekking (TNO, 2019)

Gronddekking	1,0 m	2,5 m	1,0 m	2,5 m
Soort lek	sluipend	sluipend	gapend	gapend
External interference	50	50	50	50
Corrosion	50	90	50	10
Mechanical defects	90	99	10	1
Operational	50	90	50	10
Ground movement	50	50	50	50

2.10.5 Samenvatting kansen op gapend en sluipend lek per dijkzone

Combinatie van de in § 2.10.4 beschreven faalfrequenties, correctiefactoren en uitsplitsing in sluipend en gapend lek per zone resulteert in de faalkansen voor de leiding zoals weergegeven in Tabel 2-21.

Tabel 2-21: Faalkansen Vitens waterleiding voor sluipend en gapend lek per zone (POV K&L, 2020b)

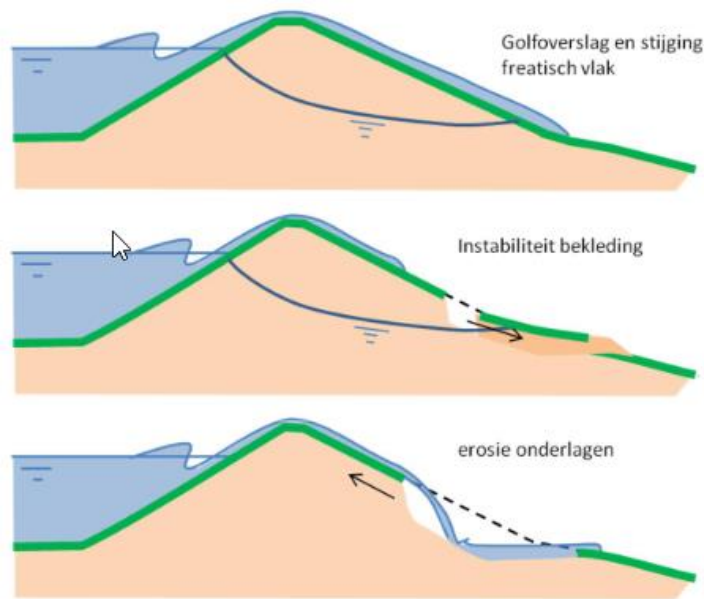
Zone waterkering [m]	Faalkans [per jaar, per km] Sluipend lek	Faalkans [per jaar, per km] Gapend lek
Voorlandzone	5,71E-4	3,01E-4
Bermzone	7,37E-4	4,82E-5
Achterlandzone	5,31E-4	2,62E-4

3 Secundaire Vervormingen

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op leidingfalen dat mogelijk wordt geïnduceerd door beschadiging van de dijk of door vervorming van de achterliggende deklaag die optreedt tijdens of na een hoogwaterperiode. Conform de probleemstelling in § 1.2 moeten daarbij de volgende oorzaken voor beschadiging of vervorming worden beschouwd.

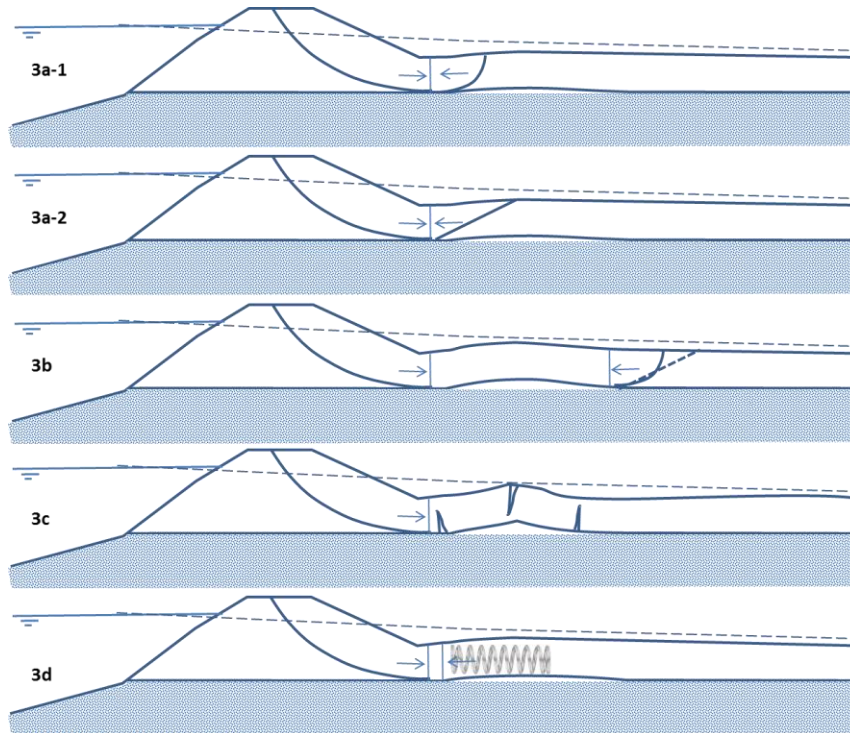
- a) Erosie van een door een hoog overslagdebiet volledig verzadigd binnentalud, na een oppervlakkige afschuiving die op zichzelf niet direct kritiek is. De afschuiving en de daaropvolgende erosie door een hoog overslagdebiet leiden tot een restprofiel, dat ook grondverplaatsing kan veroorzaken ter plaatse van de leiding. Daarbij valt op voorhand niet uit te sluiten dat de erosie zo groot wordt dat de leiding zelfs bloot komt te liggen.



Figuur 3-1: Initiële oppervlakkige afschuiving op het binnentalud bij grote overslag, gevolgd door erosie (Deltares, 2015)

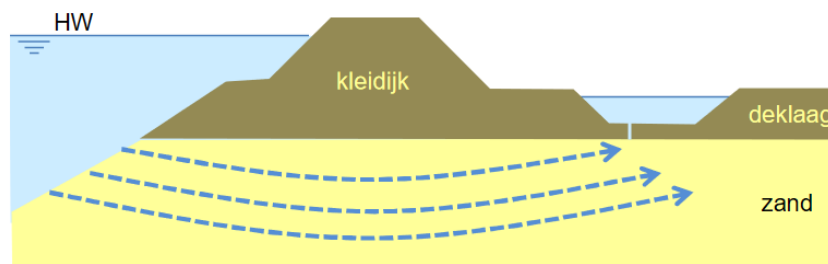
- b) Binnen een regulier hoogwater-ontwerp moet op de locaties van de leidingkruisingen aan binnenzijde rekening worden gehouden met het opdrijven van de deklaag en bij een dunnere deklaag mogelijk ook met daaropvolgend opbarsten.

In het geval van macrostabiliteit is opbarsten daarbij gedefinieerd als het (geometrisch niet-lineair) uitknikken van een in horizontale richting steungevende deklaag. Dit opdrijven en mogelijk ook opbarsten/uitknikken zal effect hebben op de grondvervorming ter plaatse van de leiding die (deels) in de deklaag ligt.



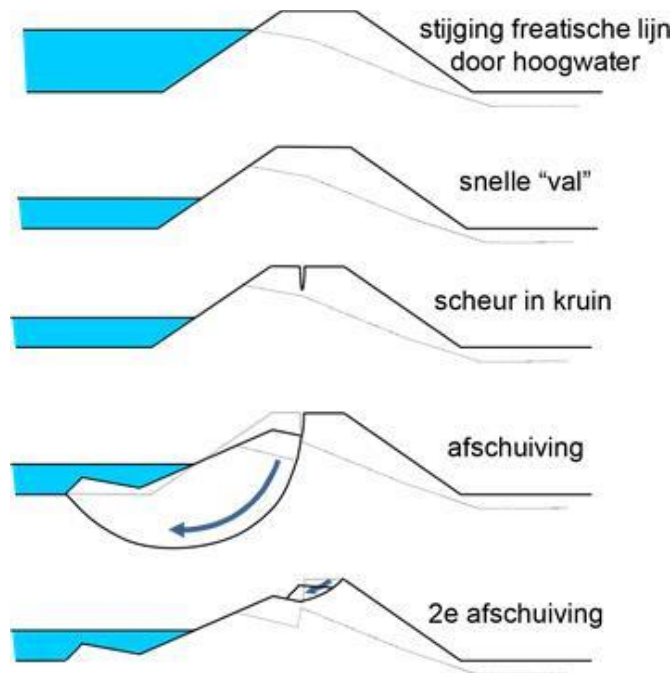
Figuur 3-2: Mogelijke faalmodi voor stabiliteitsverlies van een binnentalud dat in horizontale richting wordt ondersteund door een opdrijvende deklaag. Faalmodus 3c betreft het uitknikken/opbarsten van de deklaag. Numerieke analyses suggereren dat deze faalmodus alleen kan optreden bij zeer dunne deklaagen (POVM, 2020c).

In het geval van piping heeft opbarsten een bredere definitie, waaronder ook het opbarsten van een slootbodembodem voor het geval dat de deklaag onder hoogwateromstandigheden niet nodig is voor taludstabiliteit.



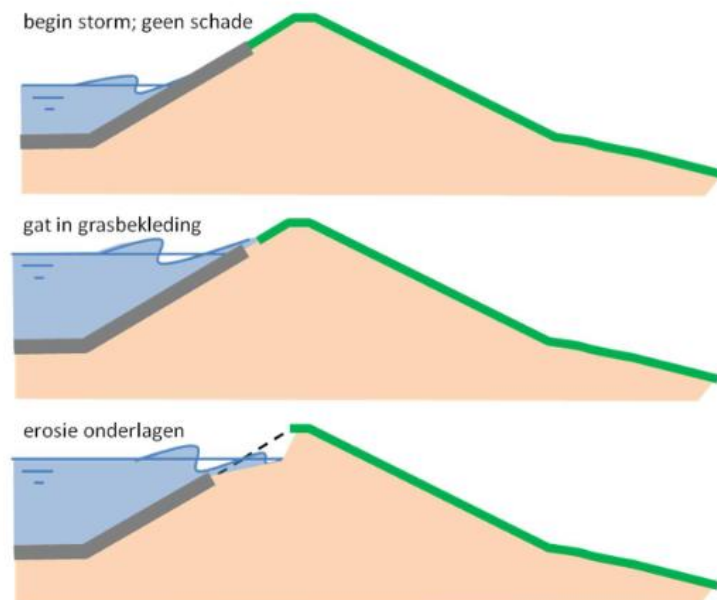
Figuur 3-3: Opdrijven en ter plaatse van de slootbodembodem mogelijk ook opbarsten van een niet-steungevende deklaag (Deltares, 2018)

- c) Buitenwaartse instabiliteit door een snelle val van de buitenwaterstand na hoogwateromstandigheden. Het afgeschoven restprofiel dat dan ontstaat kan ook grondverplaatsing ter plaatse van de leiding veroorzaken. Daarbij valt niet uit te sluiten dat het glijvlak de leiding ook snijdt.



Figuur 3-4: Buitenwaartse instabiliteit na een snelle val van hoogwater naar een frequent (dagelijks) peil (Deltares, 2018)

- d) Erosie van het buitentalud tijdens hoogwateromstandigheden, na beschadiging van de grasbekleding aan buitenzijde. Ook deze erosie leidt tot een restprofiel, dat grondverplaatsing ter plaatse van de leiding kan veroorzaken en waarbij niet valt uit te sluiten dat de erosie zo groot wordt dat de leiding zelfs bloot komt te liggen. Door het meer ongunstige geërodeerde profiel kan na afloop van een hoogwaterperiode bovendien ook een buitenwaartse afschuiving ontstaan.

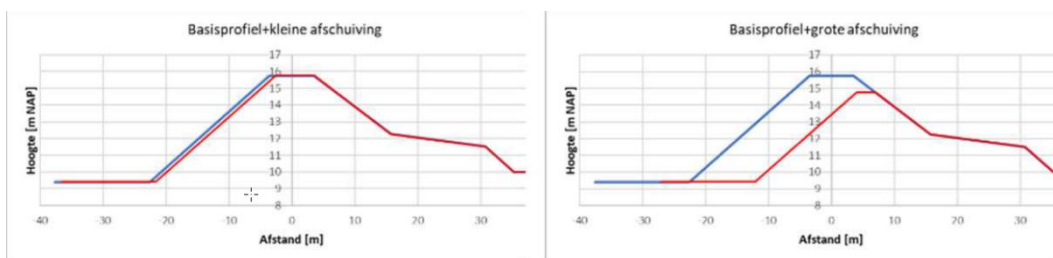


Figuur 3-5: Erosie van het buitentalud na het ontstaan van schade aan de grasbekleding (Deltares, 2015)

3.2 Beoordeling 'op maat' voor het reguliere ontwerp

De in § 3.1 opgesomde initiërende gebeurtenissen zijn gekozen op instigatie van de combinatie De Betuwse Waard (DBW). De reden daarvoor is dat voor die mechanismen door DBW beoordelingen 'op maat' zijn uitgevoerd om binnen het reguliere ontwerp tot goedkeuring te komen. Daarmee is de kans op het optreden van deze gebeurtenissen mogelijk groter dan bij de meer conservatieve standaardbeoordeling.

- In versie 3.0 van de DBW-notitie 'Faalkansanalyse macrostabiliteit buitenwaarts' (De Betuwse Waard, 2020b) wordt ingegaan op buitenwaartse instabiliteit binnen het reguliere ontwerp. Er is gebruik gemaakt van een faalpadenanalyse voor een profiel dat maatgevend is voor de hele strekking. Na het bepalen van de kans op (ongecorreleerd veronderstelde) kleine en grote afschuivingen bij verschillende vallen van water wordt in het faalpad achtereenvolgens ook de kans op niet tijdig herstel en de kans op falen van het beschadigde profiel door erosie aan buiten- of binnenzijde meegenomen. Kleine afschuivingen zijn daarbij gedefinieerd als afschuivingen die leiden tot een afname van de kruinbreedte tot maximaal 1 meter en grote afschuivingen als glijcirkels die bij benadering leiden tot een kruindaling van 1 meter met een restkruinbreedte van 3 meter.



Figuur 3-6: Onderscheid tussen (ongecorreleerd veronderstelde) kleine en grote glijvlakken (De Betuwse Waard, 2020b)

Hierna wordt de resultaten kort samengevat. Zie de DBW-notitie 'Faalkansanalyse macrostabiliteit buitenwaarts' (De Betuwse Waard, 2020b) voor verdere details. De toegepaste methodiek wordt bovendien ook toegelicht in bijlage A, waarin op vergelijkbare wijze de kans is berekend op een diep buitenwaarts glijvlak.

Tabel 3-1 toont de gebruikte waterstanden, Tabel 3-2 toont de faalkansbijdragen per gegeven val van de buitenwaterstand en Tabel 3-3 toont de resulterende faalkans na integratie over de kansverdeling voor de buitenwaterstand voorafgaand aan val.

Tabel 3-1 Kansverdeling voor de waterstand zoals door DBW gebruikt voor de kansbepaling (De Betuwse Waard, 2020b)

Terugkeertijd [jaar]	Waterstand [m NAP]
T10	12.87
T100	14.00
T1000	14.66
T10.000	15.15
T100.000	15.39

Tabel 3-2 Faalkansbijdragen voor de verschillende faalpaden bij buitenwaartse stabiliteit door val vanaf een gegeven buitenwaterstand met bepaalde terugkeertijd T (De Betuwse Waard, 2020b)

Waterstand	Dijk onbeschadigd	Type afschuiving	Kans op afschuiving	Kans op geen herstel	Kans op falen door GEBU	Kans op falen door GEKB	Kans op falen door STBI	Totale faalkans gegeven buitenwaterstand
[jaar]	[/jaar]	[-]	[/jaar]	[/jaar]	[/jaar]	[/jaar]	[/jaar]	[/jaar]
T10	1.000E+00	Klein	9.42E-01	0.002	2.00E-05	2.71E-05	2.22E-23 ²	8.87E-08
T10	1.000E+00	Groot	3.66E-05	0.013	1.00E-03	1.05E-02	8.32E-24	5.46E-09
							Totaal:	9.41E-08
T100	1.000E+00	Klein	9.72E-01	0.002	2.00E-05	2.71E-05	2.22E-23 ²	9.15E-08
T100	1.000E+00	Groot	6.11E-05	0.013	1.00E-03	1.05E-02	8.32E-24	9.11E-09
							Totaal:	1.01E-07
T1000	1.000E+00	Klein	9.98E-01	0.002	2.00E-05	2.71E-05	2.22E-23 ²	9.39E-08
T1000	1.000E+00	Groot	1.91E-03	0.013	1.00E-03	1.05E-02	8.32E-24	2.85E-07
							Totaal:	3.79E-07
T10.000	1.000E+00	Klein	8.97E-01 ¹⁾	0.002	2.00E-05	2.71E-05	2.22E-23 ²	8.45E-08
T10.000	1.000E+00	Groot	1.03E-01	0.013	1.00E-03	1.05E-02	8.32E-24	1.53E-05
							Totaal:	1.54E-05
T100.000	1.000E+00	Klein	7.31E-01 ¹⁾	0.002	2.00E-05	2.71E-05	2.22E-23 ²	6.88E-08
T100.000	1.000E+00	Groot	2.69E-01	0.013	1.00E-03	1.05E-02	8.32E-24	4.01E-05
							Totaal:	4.02E-05

¹⁾ De faalkans van de kleine afschuiving bij T10.000 en T100.000 neemt af omdat de faalkans is aangepast omdat de totale faalkans van de grote en kleine afschuiving groter is dan 1

²⁾ Gecombineerde faalkans van situatie zonder overslag en situatie met overslag

Tabel 3-3 Integratie van faalkansbijdragen voor de verschillende faalpaden bij buitenwaartse stabiliteit over de val van de buitenwaterstand (De Betuwse Waard, 2020b)

Waterstand	Totaal
[jaar]	[/jaar]
T10	9.41E-08
T100	1.01E-07
T1000	3.79E-07
T10.000	1.54E-05
T100.000	4.02E-05
Betrouwbaarheidsindex:	5.21
Faalkans:	9.29E-8
Invloed waterstand	0.1%
Invloed faalboom	99.9%

Eindconclusie is dat de dijkfaalkans voor de combinatie van binnen- en buitenwaartse instabiliteit valt binnen de maximaal toelaatbare dealkans in de doorsnede voor alleen binnenwaartse instabiliteit ($\beta_{eis,STBI,dsn}=5,05$).

- In versie 2 van de DBW notitie 'Headcuterosion door berminstabiliteit door overslag' (De Betuwse Waard, 2020a) wordt ingegaan op mogelijke erosie van het binnentalud plus de binnenberm, na voorafgaand opdrijven en opbarsten van de deklaag. Uit een faalpadenanalyse met expertinschattingen van voorwaardelijke kansen, in combinatie met probabilistische analyses, is afgeleid dat de kans op deze door opbarsten geïnitieerde eindgebeurtenis verwaarloosbaar klein is. Daarbij is aangenomen dat volledige verzadiging pas optreedt vanaf een overslagdebiet van 10 l/m/s.
- In de DBW-notitie 'Impactanalyse nieuwe erosieformule van klei op GEBU en STBU' (De Betuwse Waard, 2020c) wordt ingegaan op erosie van het buitentalud na beschadiging van de grasbekleding. In de notitie wordt geconcludeerd dat het toepassen van de meest

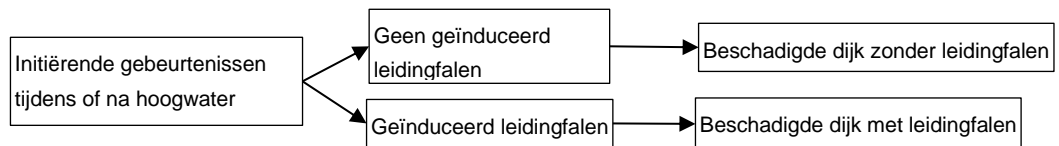
recente erosieformule (Deltares, 2020) leidt tot voor de volledige strekking bepaalde rekenwaarden voor erosievolume en insnijdingsdiepte.

3.3 Methodiek op hoofdlijnen

3.3.1 Stap 1a – Controleren of de dijkfaalkans door geïnduceerd leidingfalen kan toenemen

Allereerst speelt de vraag of in de faalkansanalyse wel met het effect van de initiërende gebeurtenissen op leidingfalen rekening moet worden gehouden, gegeven het feit dat binnen het reguliere ontwerp al wordt gecontroleerd op het effect van deze gebeurtenissen op de dijkfaalkans, voor het geval dat de gebeurtenissen geen leidingfalen veroorzaken. Of anders gezegd luidt de vraag: is de aanwezigheid van de leiding een verzwarende omstandigheid binnen de reguliere ontwerpverificaties voor faalmechanismen zoals macroinstabiliteit of gras erosie buitentalud.

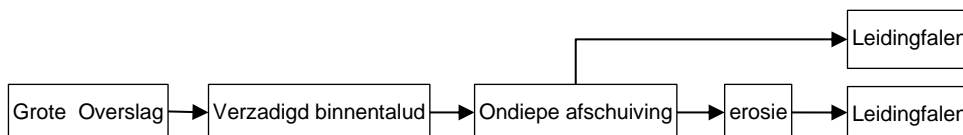
De faalkansbijdrage als gevolg van dijkschade door voorgenoemde initiërende gebeurtenissen - inclusief daardoor geïnduceerd leidingfalen - past binnen de faalkansruimte van het reguliere ontwerp, zolang het aangenomen schadebeeld door geïnduceerd leidingfalen niet ongunstiger is dan het zonder leidingfalen aangenomen schadebeeld. In dat geval is de extra faalkansbijdrage gelijk aan nul.



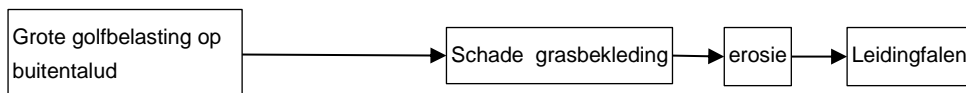
Figuur 3-7: Controle of schadebeeld door geïnduceerd leidingfalen toeneemt

3.3.2 Stap 1b – Controleren of de kans op de initiërende gebeurtenissen significant is

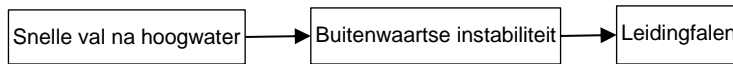
Voor de gevallen waarin niet kan worden uitgesloten dat het aangenomen schadebeeld door geïnduceerd leidingfalen leidt tot een grotere dijkfaalkans dan het aangenomen schadebeeld door alleen de initiërende gebeurtenissen, kan als eerste stap worden nagegaan of de gecombineerde kans op de relevante initiërende gebeurtenissen zélf wel significant is.



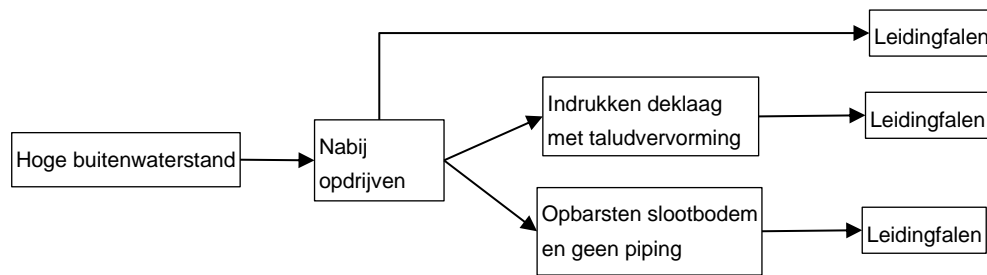
Figuur 3-8: Leidingfalen door een ondiepe afschuiving van een door overslag verzadigd binnentalud



Figuur 3-9: Leidingfalen door erosie van het buitentalud



Figuur 3-10: Leidingfalen door buitenwaartse instabiliteit na een snelle val vanaf hoogwater



Figuur 3-11: Leidingfalen door opdrijven en mogelijk ook indrukken van de deklaag of opbarsten van de slootbodembodem aan binnenzijde. Niet getoond zijn alle scenario's nabij opdrijven waarop regulier al wordt gecontroleerd voor macrostabiliteit en piping en waarbij bij optreden dan direct dijkfalen wordt aangenomen.

3.3.3 Stap 2 – Controleren of het effect op de leiding significant is

Voor de gevallen waarin na stap 1 wordt geconcludeerd dat geïnduceerd leidingfalen mogelijk tot een significante extra faalkansbijdrage leidt zal als tweede stap moeten worden gecontroleerd of de initiërende gebeurtenissen een significant effect hebben op de spanningen in de leiding. In de daarvoor benodigde *PLE4WIN* leidingsterkteberekening moeten aannames worden gedaan voor de belasting en vervorming als gevolg van de beschouwde gebeurtenissen.

- Zolang een restprofiel de leiding-as niet snijdt mag worden aangenomen dat het effect op leidingfalen verwaarloosbaar is.
- Waar een afschuivend glijvlak de leiding-as wel snijdt zal de grondverplaatsing worden beschreven als een aan de ongedraineerde grondsterkte gerelateerde belasting op de leiding, zonder invloed van grondstijfheid.

Indien het effect op de 'Unity Check' significant is, kan de verhoogde faalkans worden bepaald uit de verandering in de 'Unity Check' waarde, conform de methodiek die in de eerdere analyses al is toegepast (TNO, 2020b).

3.4 Erosie van het binnentalud

In de integrale faalkansanalyse wordt voor de situatie zonder leidingfalen aangenomen dat een ondiep glijvlak bij een volledig verzadigd binnentalud leidt tot volledig verlies van de waterkerende functie (dijkfalen). Er wordt in de integrale faalkansanalyse dus geen rekening gehouden met de reststerkte van een geërodeerd restprofiel. Volledige verzadiging wordt daarbij aangenomen zodra het overslagdebiet groter is dan 1 l/m/s. Merk op dat deze uitgangspunten conservatiever zijn dan wat is aangenomen in de 'op maat' analyse van DBW (De Betuwse Waard, 2020a).

Gegeven deze conservatieve aannames voor het geval zonder leidingfalen volstaat dus het uitvoeren van stap 1a om te mogen vaststellen dat door afschuiven geïnduceerd leidingfalen in de integrale faalkansanalyse niet tot een grotere dijkfaalkans kan leiden.

3.5 Erosie van het buitentalud

Zonder nadere analyse kan binnen stap 1a niet direct worden uitgesloten dat leidingfalen door erosie van het buitentalud de dijkfaalkans vergroot.

Binnen stap 1b wordt daarom eerst nagegaan wat de bovengrens is voor de kans op de eerste initiërende gebeurtenis (falen van de grasbekleding). Zolang de grasbekleding niet faalt zal immers geen erosie kunnen optreden en is daarmee ook geen effect mogelijk van erosie op leidingfalen. Waar deze bovengrenswaarde te groot blijkt is in stap 2 vervolgens gecontroleerd of de leidinggas door de insnijding bloot kan komen te liggen.

Volgens de schematiseringshandleiding grasbekleding (Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 2021b) is de jaarlijks maximaal toelaatbare deelkans voor overstroming door erosie van het buitentalud na falen van de grasbekleding (GEBU) op het traject 43-4 gelijk aan:

$$P_{\text{norm,GEBU,dsn}} = \frac{\omega_{\text{GEBU}} \cdot P_{\text{norm}}}{N_{\text{dsn}}} = \frac{0,05 \cdot 10^{-4}}{1} = 5 \cdot 10^{-6} \quad (3-1)$$

Met:

$P_{\text{norm,GEBU,dsn}}$	De in een doorsnede jaarlijks maximaal toelaatbare dijkfaalkans door erosie van het buitentalud.
ω_{GEBU}	De voor GEBU beschikbare faalkansruimte
P_{norm}	De normwaarde voor de jaarlijks maximaal toelaatbare overstromingskans, die voor traject 43-4 gelijk is aan 10^{-4} .
N_{dsn}	De lengte-effectfactor, die voor traject 43-4 gelijk is aan 1.

Bij de maximaal toelaatbare doorsnedekans $P_{\text{norm,GEBU,dsn}}$ hoort een minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex $\beta_{\text{eis,GEBU,dsn}} = 4,4$.

Met de standaard semi-probabilistische beoordeling van GEBU conform het WBI is gecontroleerd of de rekenwaarde voor de standtijd van de grasmat groter is dan de rekenwaarde voor de stormduur. De standtijd is daarbij afhankelijk van het type zode (fragmentarisch, open of gesloten) en van de significante golfhoogte bij de norm. Op de locaties van de leidingkruising wordt uitgegaan van een gesloten zode en een stormduur voor het bovenrivierengebied die gelijk is aan 12 uur.

Uit de in Bijlage E opgenomen analyse van DBW (De Betuwse Waard, 2021a) volgt dat de rekenwaarde voor de standtijd ter plaatse van de kruising van de A505, A507 en Vitens groter is dan de stormduur. De significante golfhoogtes bij de norm volgens het WBI zijn daarbij gereduceerd vanwege de aanwezigheid van voorland. Op basis hiervan kan op die locaties al eenvoudig worden uitgesloten dat leidingfalen door erosie van het buitentalud een significante extra dijkfaalkans oplevert.

Ter plaatse van de kruising van de A524 en A533 is de berekende standtijd echter niet voldoende groot. Daar ter plaatse is daarom in voorgenoemde DBW-analyse vervolgens ook op semi-probabilistische wijze een rekenwaarde bepaald voor de insnijding loodrecht op het talud door erosie.

In de toegepaste formules voor erosievolume en insnijdiepte is gebruik gemaakt van golfcondities bij de doorsnede-eis (maximaal toelaatbare overschrijdingskans $1,9 \cdot 10^{-7}$) in combinatie met partiele factoren op het erosievolume en de insnijdiepte gelijk aan $1 \pm \alpha_R \cdot \beta_{\text{eis,GEBU,doorsnede}} \cdot V$, met α_R gelijk aan de gestandaardde ISO-waarde $\alpha_R = 0,32$ voor een niet-dominante sterkteparameter en met V de variatiecoëfficiënt gelijk aan 0,25 (erosievolume) of 0,15 (insnijdiepte). De daarmee resulterende rekenwaarde voor de insnijdiepte is gelijk aan 1,3 m.

Ter controle is in de DBW-analyse ook nog nagegaan of er geen hogere rekenwaarde wordt gevonden bij het toepassen van golfcondities bij de norm, in combinatie met $\alpha_R = 0,8$ (de

standaard ISO-waarde voor een dominante sterkteparameter) voor het erosievolume. Dit bleek niet het geval.

De dekking op de verschillende leidingen is ter plaatse van het buitentalud minimaal 1,5 m. De resultaten van de DBW-analyse leiden daarom tot de conclusie dat de kans op het bloot komen te liggen van de leiding op beide beschouwde locaties kleiner is dan de in de doorsnede maximaal toelaatbare dijkfaalkans door verlies van de standzekerheid van het gras en van daaropvolgende erosie.

3.6 Opdrijven en opbarsten

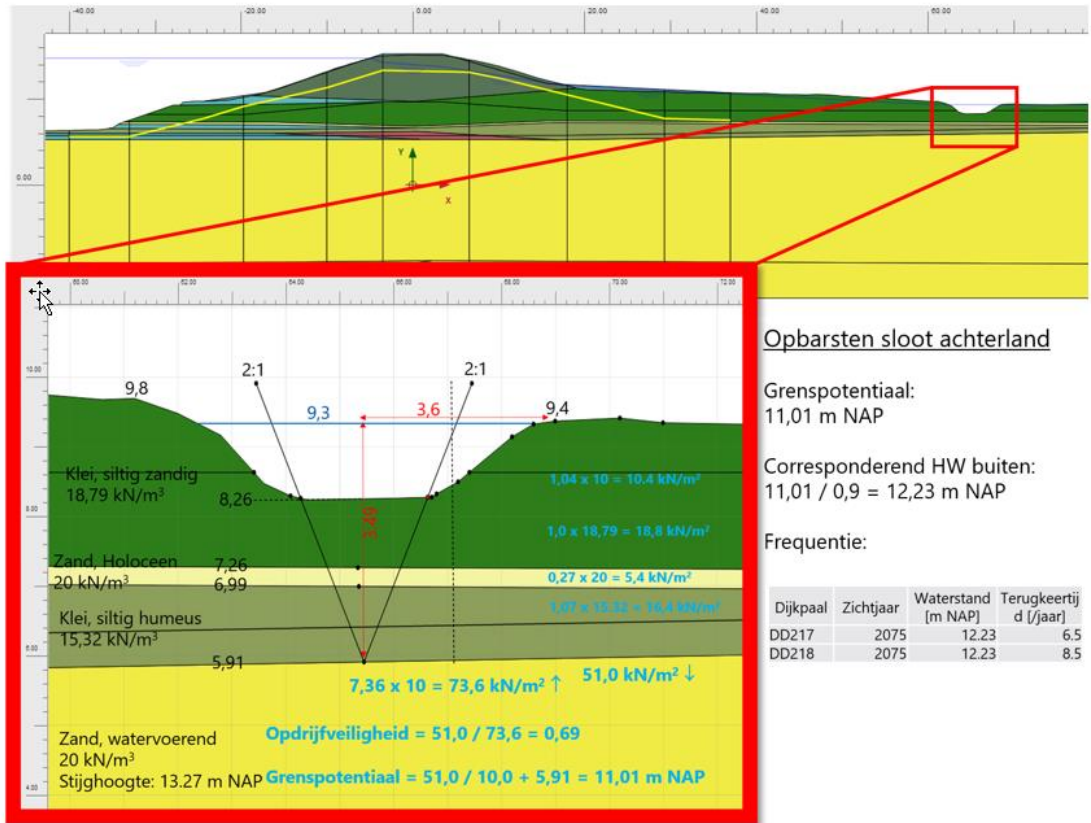
Zonder nadere analyse kan binnen stap 1a niet direct worden uitgesloten dat leidingfalen door opdrijven van de deklaag de dijkfaalkans vergroot.

Zolang het gewicht van de landschapsberm in rekening wordt gebracht⁶, hoeft volgens DBW alleen op de locaties met de 48 inch leidingen (A524 en A533) rekening te worden gehouden met opdrijven. Binnen stap 1b kan dus al worden geconcludeerd dat de kans op de initiërende gebeurtenis verwaarloosbaar is op de andere locatie.

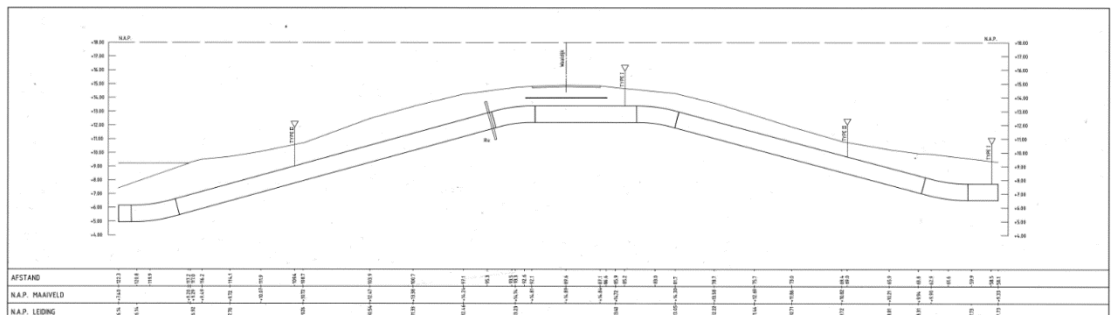
Voor de doorsnede ter plaatse van de 48 inch leidingen moet echter ook stap 2 worden uitgevoerd. In de doorsnede ligt een sloot, met tussen het talud en de sloot een flauw hellende (landschaps)berm van zo'n 42 meter breed.

De gasleidingen liggen aan binnenzijde in de deklaag, met de onderzijde ongeveer in de zandlaag.

⁶ Binnen de controle op binnenwaartse stabiliteit wordt door DBW op alle locaties gerekend met een fictief bermprofiel, waarin de in werkelijkheid aanwezige landschapsberm niet is opgenomen. Bij de teen van dat fictieve profiel past DBW in de deklaag een nulwaarde voor de schuifsterkte toe. Dit is volgens het WBI nodig wanneer rekening moet worden gehouden met het mogelijk opbarsten van een dunne en door het talud horizontaal belaste deklaag, na voorafgaand opdrijven. In praktijk kan opdrijven en opbarsten onder de landschapsberm echter nooit optreden. Wel is tijdens hoogwateromstandigheden ter plaatse van de leiding enig opveren onder de berm mogelijk. Het effect van dit opveren wordt in rekening gebracht tijdens de reguliere controle op leidingsterkte onder invloed van de vervormingen door zowel kruip als door hoogwateromstandigheden.

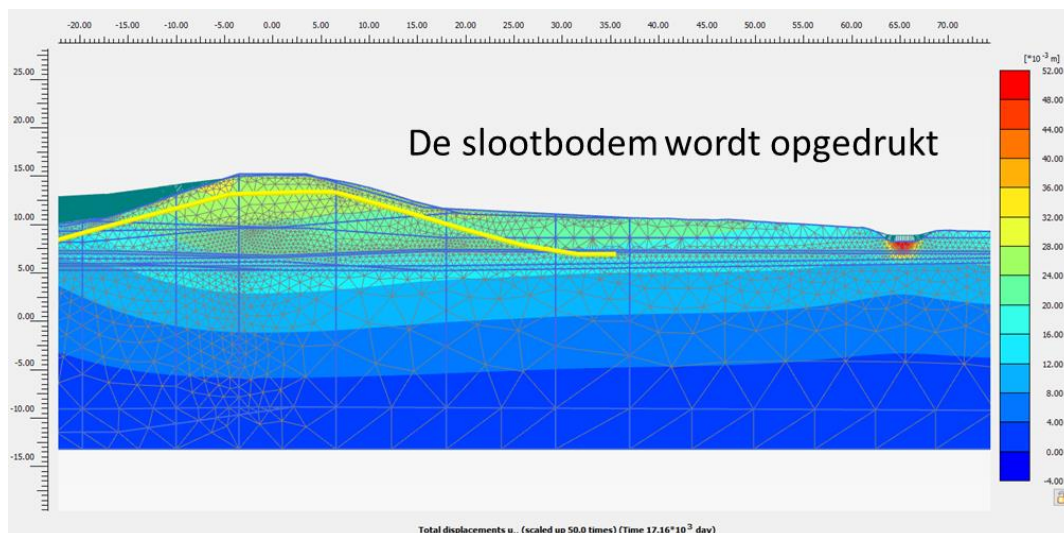


Figuur 3-12: Opdrijven en mogelijk ook opbarsten ter plaatse van de sloot.



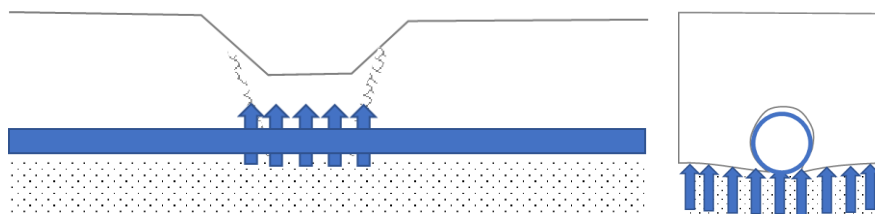
Figuur 3-13: Ligging van de A533 leiding.

Tijdens een verhoging van de waterstand tot de waarde bij de norm zal de grenspotential achter het binnentalud het eerst worden bereikt onder de sloot. De grenspotential is daarbij gedefinieerd als de stijghoogte waarbij de waterspanning op de grens tussen zand en deklaag gelijk is aan het deklaaggewicht. Zolang geen afschuiving plaatsvindt kan het verhang van de stijghoogte in de zandlaag tussen de waterzijde en de sloot vervolgens verder toenemen. Volgens DBW zal de grenspotential op meer naar binnen gelegen locaties onder de landschapsberm daarna echter niet meer worden bereikt. Daarom hoeft alleen rekening te worden gehouden met opdrukken van de slootbodem en niet met opdrijven en indrukken van de landschapsberm. Volgens DBW zal er na het opbarsten van de slootbodem geen piping ontstaan onder ontwerpomstandigheden (semi-probabilistische rekenwaarden volgens het WBI).



Figuur 3-14: De slootbodemb ter plaatse van de A533 leiding wordt opgedrukt.

Het effect van het opdrukken van de slootbodemb is schematisch weergegeven in Figuur 3-15. Omdat de gasleidingen op het zand liggen is zal de omhoog bewegende slootbodemb alleen een zeer beperkte omhooggerichte kleefbelasting kunnen uitoefenen langs de zijden van de buiswand. Het is aannemelijk dat deze beperkte belasting een verwaarloosbaar effect heeft op de spanningen en vervormingen van de gasleidingen. In het betreffende nevenrapport (De Betuwse Waard, 2021b) wordt verslag gedaan van een leidingsterkteberekening van de A524/A533, waarin deze aanname voor het beschouwde geval is gecontroleerd.



Figuur 3-15: Schematisering van het effect dat opdrukken van de slootbodemb heeft op de leiding die op de zandlaag ligt. Aan linkerzijde een langdoorsnede. Aan rechterzijde een dwarsdoorsnede.

3.7 Buitenwaartse instabiliteit

Zonder nadere analyse kan binnen stap 1a niet direct worden uitgesloten dat leidingfalen door buitenwaartse instabiliteit de dijkfaalkans vergroot.

Uitvoering van de gecombineerde stappen 1b en 2 is in dit geval nodig om te bepalen of de kans voldoende klein is dat een buitenwaarts glijvlak de leiding-as snijdt, conform het in § 3.3.3 al gedefinieerde criterium. De leiding-as ligt altijd op minstens 2,5 meter onder het talud (minstens 2 m gronddekking). De invloed van ondiepe glijvlakken op leidingfalen kan dus worden verwaarloosd. De invloed van glijvlakken dieper dan ruim 2,5 meter op leidingfalen zal echter wel moeten worden beschouwd.

Zoals samengevat in § 3.2, gebruikt DBW een 'op maat' faalkansanalyse in een maatgevende doorsnede om aan te tonen dat de kans op buitenwaartse instabiliteit na een snelle val langs het hele traject kleiner is dan wat maximaal toelaatbaar is op basis van de faalkansruimte voor binnenwaartse instabiliteit (De Betuwse Waard, 2020b). Dat wil zeggen een maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede van eens in de 4.500.000 jaar, oftewel een betrouwbaarheidsindex van minimaal 5,05.

In deze 'op maat' gebruikte schematisering is op twee onderdelen optimalisatie mogelijk.

1. Voor de freatische lijn na de val is bij elke terugkeertijd aangenomen dat bij het stijgen van de buitenwaterstand wel volledige aanpassing van de freatische lijn heeft kunnen plaatsvinden, maar bij de val van de buitenwaterstand geen enkele aanpassing.
2. De schuifsterkte van het niet altijd verzadigde dijksmateriaal tussen de freatische lijn en de dagelijkse grondwaterstand wordt gekarakteriseerd met een (gedraineerd) Mohr-Coulomb model zonder cohesie (uitgezonderd een cohesie van 5 kPa in een relatief dunne toplaag). Deze keuze geldt zowel voor binnen- als buitenwaartse stabiliteit en is als zodanig ook opgenomen in de TUN (De Betuwse Waard, 2020d).

De door DBW gekozen schematisering voor punt 2 sluit aan op het voorstel dat wordt gedaan in een WSRL memorandum uit 2019 (WSRL, 2019). Dit memorandum beoogt om voor de verschillende projecten tot een uniforme beschrijving te komen van het materiaalgedrag en de waterspanningen bij zowel binnenwaartse als buitenwaartse macrostabiliteit. In het memorandum wordt voorgesteld om de schuifsterkte van het dijksmateriaal boven de dagelijkse grondwaterstand gedraineerd te modelleren, op basis van alleen een 'critical state' wrijvingshoek. Dit omdat de dijken een groot deel van het jaar droog staan en het dijksmateriaal daarom gestructureerd (en daardoor ook relatief doorlatend) zou zijn.

De 'Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit' (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2021a) schrijft in het geval van slecht doorlatende (cohesieve) grond bij verhoogde buitenwaterstand onder de freatische lijn echter een ongedraineerde modellering voor. Dit voorschrift is gebaseerd op inzichten vanuit West-Nederland. Verzadigde zandige klei moet volgens de schematiseringshandleiding als een 'transitional soil' worden beschouwd. De SHANSEP relatie wordt voor dit grondtype alleen wordt gebruikt om de onder dagelijkse omstandigheden gemeten ongedraineerde schuifsterkte aan te passen naar ontwerpomstandigheden (hoogwater), op basis van de verandering in effectieve spanning. Deze aanpassing is veel minder groot dan de aanpassing die zou worden berekend bij aanname van gedraineerde schuifsterkte.

In een recent POVM rapport over buitenwaartse instabiliteit (POVM, 2020b, pp. 9-13) wordt ingegaan op de schuifsterkte van het dijksmateriaal boven de dagelijkse grondwaterstand ter plaatse van het traject Wolferen-Sprok (tussen DD200 en DD202). De zware siltige klei waaruit het dijksmateriaal ter plaatse bestaat is vergelijkbaar met het dijksmateriaal ter plaatse van de leidingkruisingen. Uit de uitgevoerde schuifsterkte-analyse (op basis van triaxiaalproeven en sonderingen) volgt dat SHANSEP de werkelijke schuifsterkte van dit dijksmateriaal onder dagelijkse omstandigheden goed beschrijft vanaf een diepte van ongeveer 1 meter, terwijl deze schuifsterkte wordt onderschat met alleen een 'critical state' wrijvingshoek. Deze conclusie sluit aan op de recente inzichten uit nog lopend POVM/RWS onderzoek naar de schuifsterkte van grond boven de dagelijkse grondwaterstand ter plaatse van Oijen en Westervoort, onder invloed van variërende omstandigheden. De invloed van neerslag en verdamping reikt daar tot 2 à 3 m diepte.

Voor het mogelijke effect van buitenwaartse instabiliteit op leidingfalen zijn alleen glijvlakken van belang die minstens 2,5 meter onder het maaiveld liggen. De freatische lijn bevindt zich in de probabilistische analyse bovendien altijd op meer dan een meter onder de kruin. Het deel van het schuifvlak tussen de freatische lijn en de dagelijkse grondwaterstand ligt dus altijd op een diepte waar een ongedraineerde modellering de werkelijkheid onder dagelijkse omstandigheden beter beschrijft dan een gedraineerde modellering.

Gegeven de hiervoor gerefereerde POVM schuifsterkte-analyse en gegeven de diepe ligging van de relevante schuifvlakken is het in dit specifieke geval verdedigbaar om de schuifsterkte van het dijksmateriaal onder de freatische lijn bij verhoogde buitenwaterstand te optimaliseren, door over te stappen op een ongedraineerde SHANSEP modellering.

Bijlage A beschrijft een probabilistische bepaling van de kans op glijvlakken met een diepte van minstens 2,5 m in de (maatgevende) dijkdoorsnede waar de A507 kruist. In deze analyse

is gebruik gemaakt van de twee alternatieve modelleringen van de schuifsterkte van het dijksmateriaal onder de freatische lijn. In het eerste geval is buiten de toplaag gebruik gemaakt een 'critical state' wrijvingshoek zonder cohesie, net zoals ook toegepast door DBW. In het tweede geval is gebruik gemaakt van een ongedraineerde schuifsterkte gebaseerd op SHANSEP. De SHANSEP parameters en POP waarde onder dagelijkse omstandigheden komen overeen met de waarden uit de WSRL proevenverzameling, zoals ook door DBW gebruikt. Net zoals door DBW is voor de toplaag in beide gevallen een cohesie van 5 kPa gebruikt, overeenkomstig het WSRL memorandum. De gevonden resultaten worden samengevat in Tabel 3-4.

Tabel 3-4: Berekende kans op glijvlakken dieper dan 2,5 m, voor twee verschillende modelleringen van de schuifsterkte van het dijksmateriaal onder de freatische lijn.

	Dijksmateriaal tussen freatische lijn en dagelijkse grondwaterstand	
	Mohr-Coulomb (c, ϕ)	SHANSEP
Terugkeertijd [jaar]	Conditionele instabiliteitskans	
10	4,39E-07	3,439E-9
100	1,45E-01	2,907E-7
1000	9,50E-01	4,949E-6
10000	9,96E-01	1,217E-5
100000	9,92E-01	1,487E-5
	Geïntegreerde instabiliteitskans [1/jaar]	
	2,65E-3	9,11E-7
	Geïntegreerde betrouwbaarheidsindex	
	2,79	5,63

Uit Tabel 3-4 blijkt dat het gebruik van ongedraineerde sterkte bij hogere ligging van de freatische lijn (bij hogere terugkeertijden) leidt tot een veel kleinere kans op diepe glijvlakken. Dit komt omdat de schuifsterkte die is gebaseerd op een 'critical state' wrijvingshoek linear afhankelijk is van de effectieve spanning. Onder de freatische lijn neemt deze spanning af naarmate de freatische lijn hoger komt liggen. De ongedraineerde sterkte daarentegen, blijft bij afname van de effectieve spanning nog goeddeels bewaard.

Wanneer buitenwaartse instabiliteit ook leidingfalen veroorzaakt, neemt de tijd die nodig is voor noodherstel niet toe en mogelijk zelfs af (leidingfalen wordt altijd direct gedetecteerd en noodherstel zal met spoed plaatsvinden). In vergelijking tot wat door DBW is aangenomen, is het dus conservatief om aan te nemen dat de kans op niet tijdig herstel bij door buitenwaartse instabiliteit veroorzaakt leidingfalen gelijk aan 0,013 blijft⁷, zoals door DBW aangenomen voor het geval zonder leidingfalen (zie § 3.2).

In vergelijking tot de DBW 'op maat' analyse kan het restprofiel door aanvullend leidingfalen echter wel ongunstiger worden. Daardoor kan de kans op overstrooming binnen de herstelperiode toenemen. Volgens § 3.2 is deze conditionele dijkfaalkans bij een diep glijvlak gelijk aan $16 \cdot 10^{-3}$, zolang er geen leidingfalen optreedt. Het is conservatief om te veronderstellen dat deze conditionele dijkfaalkans bij aanvullend leidingfalen gelijk wordt aan 1, want in praktijk zal de kans op leidingbreuk bij glijvlakken dieper dan 2,5 m (veel) kleiner zijn.

⁷ De kans op niet tijdig herstel bij buitenwaartse instabiliteit is door DBW op basis van POVM onderzoek (POVM, 2020b) gelijk gesteld aan 0,013. Deze kans is kleiner dan de in de integrale faalkansanalyse in het algemeen aangenomen kans op niet tijdig herstel na dijkschade door leidingfalen (gelijk aan 0,05). De reden daarvoor is dat de kans op hoogwater na buitenwaartse instabiliteit kleiner is dan de kans op hoogwater na leidingfalen op een willekeurig moment.

De extra dijkfaalkans door leidingfalen als gevolg van buitenwaartse instabiliteit in de doorsnede is bij deze conservatieve aanname voor leidingfalen dan gelijk aan:

$$\Delta P_{f,\text{dijk}} = P_{\text{diep glijvlak}} \cdot 0,013 \cdot (1 - 16 \cdot 10^{-3}) = P_{\text{diep glijvlak}} \cdot 0,0128$$

Bij modellering van de schuifsterkte van het dijksmateriaal onder de freatische lijn met Mohr-Coulomb volgt hiermee voor de extra dijkfaalkans:

$$\Delta P_f = 2,65 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0128 = 3,4E-5.$$

Bij modellering van de schuifsterkte van het dijksmateriaal onder de freatische lijn met SHANSEP volgt:

$$\Delta P_f = 9,11 \cdot 10^{-7} \cdot 0,0128 = 1,17E-8.$$

Na het optimaliseren van de schuifsterkte draagt de gevonden extra dijkfaalkans niet meer significant bij aan de totale kans op binnen- en buitenwaartse stabiliteit, zoals te bepalen via een probabilistische 'op maat' analyse zoals gepresenteerd in § 3.2.

4 Buitenwaartse instabiliteit door leidingfalen

Buitenwaartse instabiliteit door leidingfalen kan bij niet tijdig herstel van invloed zijn op de integrale faalkans. Zoals in § 2.8 al aangegeven, wordt in de integrale faalkansanalyses daarom ook met dit faalpad rekening gehouden. Daartoe wordt op basis van glijvlakberekeningen het verschil bepaald van de dijkfaalkans door buitenwaartse instabiliteit met en zonder leidingfalen. Daarbij wordt na leidingfalen gerekend met een aangenomen hersteltijd van 3 dagen. Binnen deze hersteltijd wordt verlies van waterkerende functie aangenomen wanneer de resterende kruinbreedte minder is dan 1,5 m.

De verschillkans wordt in de integrale faalkansanalyse bepaald voor het scenario van een val van het hoogwater bij de norm naar een frequente waterstand, waarbij vervolgens gebruik wordt gemaakt van de conservatief gekalibreerde WBI-relatie tussen de stabiliteitsfactor en de betrouwbaarheidsindex, zie § 2.8.4.

DBW heeft voor de controle op buitenwaartse stabiliteit zonder leidingfalen gebruik gemaakt van een probabilistische analyse 'op maat', zoals beschreven in § 3.2. De schuifsterkte van het dijksmateriaal tussen de freatische lijn en de dagelijkse grondwaterstand wordt door DBW gekarakteriseerd met een 'critical state' wrijvingshoek, zie § 3.7.

In de integrale faalkansanalyse wordt de verschillkans voor de situaties mét en zonder leidingfalen bepaald op basis van de meer eenvoudige semi-probabilistische methode, in combinatie met de voor binnenwaartse stabiliteit gekalibreerde WBI-relatie. Voor het geval zonder leidingfalen zal een dijkfaalkans worden gevonden die hoger is dan maximaal toelaatbaar, bij een schuifsterkte-karakterisering door middel van een 'critical state' wrijvingshoek.

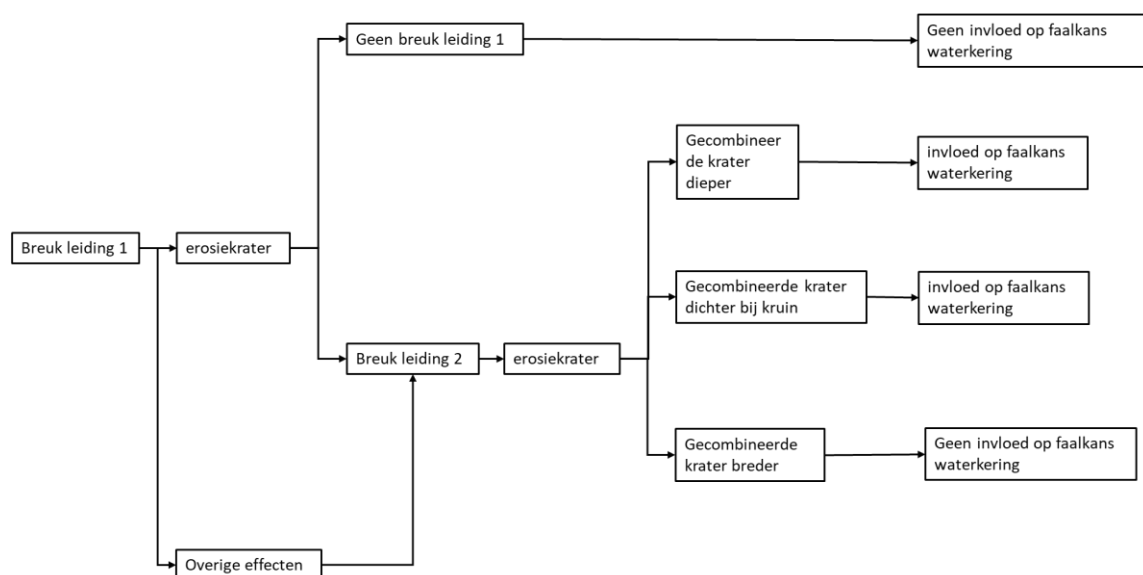
Als geschikte optimalisatie zal de schuifsterkte van het dijksmateriaal voor buitenwaartse stabiliteit in de integrale faalkansanalyse daarom ongedraineerd worden gemodelleerd, uitgezonderd de door DBW onderscheiden top laag met een cohesie van 5 kPa. De geschiktheid van deze optimalisatie is deels in § 3.7 gemotiveerd. In afwijking van het in § 3.7 beschouwde geval moet nu echter wel rekening worden gehouden met de mogelijkheid van ondiepe glijvlakken. Binnen de integrale faalkansanalyse worden de door DBW gegeven SHANSEP parameters voor buitenwaartse stabiliteit daarom voorzichtigheidshalve gecombineerd met een POP waarde die onder dagelijkse omstandigheden gelijk is aan nul in plaats van 12 kPa. Voor deze zware siltige klei resulteert daarmee een schuifsterkte-inschatting die voor alle glijvlakliggingen conservatief is.

5 Domino-effecten

5.1 Inleiding

Onder domino-effecten wordt in het voorliggende rapport verstaan dat falen (breuk) van een leiding ook falen van een nabijgelegen leiding veroorzaakt. De voorliggende vraag is in hoeverre deze domino-effecten een significante invloed hebben op de faalkans van de waterkering.

Bij de in hoofdstuk 2 beschreven beoordeling van het effect van kraters op de dijkfaalkans wordt uitgegaan van een 2D beschouwing. Dit betekent in feite een in dijkrichting oneindig brede krater. Een in die richting bredere krater heeft daarom geen invloed op de berekende faalkans van de waterkering. Het domino-effect heeft dus alleen invloed op de faalkans van de waterkering als de gecombineerde krater dieper is of dichterbij de kruin van de dijk ligt. Zie Figuur 5-1.



Figuur 5-1 Bepalen wanneer de gecombineerde krater de faalkans van de waterkering beïnvloedt

In dit hoofdstuk gaat het over de bijdrage aan de dijkfaalkans door het domino-effect. Dat is het verschil in dijkfaalkans indien er wel en indien er geen sprake is van domino-effecten. Oftewel het verschil in dijkfaalkans volgens de onderste en volgens de bovenste tak van Figuur 5-1.

Voor de in dit project beschouwde leidingkruisingen vallen domino-effecten op voorhand niet uit te sluiten op de volgende locaties:

- tussen dp232 en dp233: Vitens waterleiding en A507 gasleiding;
- tussen dp217 en dp218: gasleidingen A523 en A533.

De volgende drie scenario's moeten daarbij worden beschouwd:

- de Vitens leiding faalt als eerste en beïnvloedt de gasleiding A507;
- de A507 gasleiding faalt als eerste en beïnvloedt de Vitens leiding;
- de A524 of A533 gasleiding faalt als eerste en beïnvloedt de naastliggende gasleiding.

In § 5.2 wordt de methodiek uitgewerkt waarmee voor elk van deze scenario's kan worden beoordeeld of en hoe met domino-effecten rekening moeten worden gehouden.

In § 5.3 worden de faalpaden voor de verschillende combinaties van leidingen gepresenteerd. Hieruit volgen de relevante mechanismen die tot het falen van de belendende leiding kunnen leiden.

In de methodiek wordt gebruik gemaakt van zogenaamde invloedszones, waar domino-effecten niet op voorhand kunnen worden uitgesloten. Zie § 5.4.

In § 5.5 wordt de methodiek toegepast voor de casus 'Vitens waterleiding en A507 gasleiding' en in § 5.6 voor de casus A524/A533 leidingen.

5.2 Methodiek op hoofdlijnen

5.2.1 Van grof naar fijn

Bij het van grof naar fijn beoordelen of en hoe er met domino-effecten rekening moet worden gehouden worden de volgende twee benaderingen onderscheiden.

1. Starten bij de gevolgen bij gelijktijdig falen van beide leidingen binnen de zone waarin beïnvloeding mogelijk is, om na te gaan in hoeverre de kans op dijkkfalen daardoor maximaal kan toenemen.
2. Starten bij de begingebuurtenis (falen van de eerste leiding) en vervolgens kijken naar de gevolgen die kunnen leiden tot falen van de tweede leiding (opstellen faalpaden). Bij deze aanpak moet voor elke stap in de faalpaden een kans worden vastgesteld.

Voor benadering 1 geldt dat feitelijk wordt verondersteld dat de kans op falen van de tweede leiding na falen eerste leiding gelijk aan 100 % is, wat uiteraard een zeer conservatieve keuze is. De resulterende faalkans is dan ook conservatief. Dat wil zeggen: een overschatting van de werkelijke faalkans. Zolang de daarbij berekende extra kans op dijkkfalen nog acceptabel is kan met deze benadering worden volstaan.

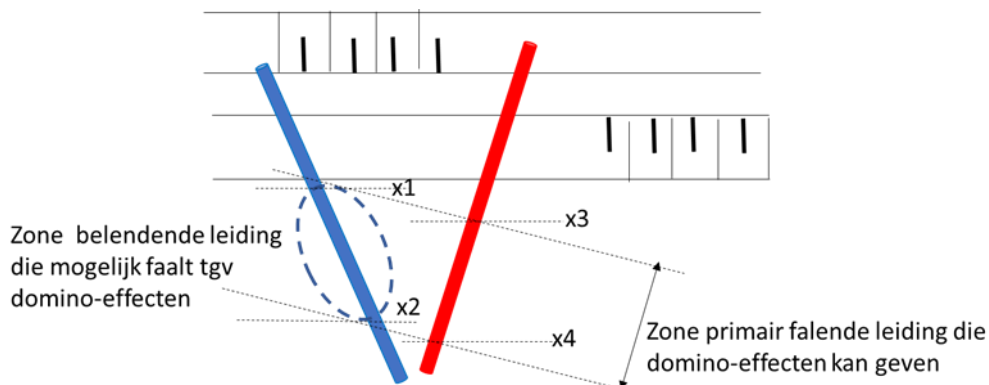
Indien benadering 1 tot een te grote bijdrage aan de totale faalkans leidt zal ook benadering 2 moeten worden toegepast. Binnen benadering 2 wordt een aanpak gevolgd waarbij de belangrijkste faalpaden (de paden met naar verwachting de grootste bijdrage aan falen waterkering) het eerst verder worden uitgewerkt, analoog aan de aanpak die in § 2.8.2 al is beschreven. De keuze zal deels plaatsvinden op basis van beschikbare gegevens en deels op basis van 'expert opinion/engineering judgement'. Paden/gebeurtenissen met een zeer kleine kans van optreden worden dan niet verder uitgewerkt.

5.2.2 Bepaling extra kans op dijkkfalen door domino-effecten binnen invloedszones

De totale dijkkfaalkans bij de leidingkruising wordt bepaald door sommatie van de dijkkfaalkans zonder leidingen, de toename van de dijkkfaalkans door leiding 1 en de toename van de dijkkfaalkans door leiding 2.

De bijdrage aan de dijkkfaalkans door de aanwezigheid van de leidingen is het verschil in dijkkfaalkans met en zonder leidingen. Per leiding is de bijdrage aan de dijkkfaalkans door domino-effecten vervolgens het verschil tussen: (1) de dijkkfaalkans door het binnen de invloedszones initieel falen van de eerste leiding, gevolgd door falen van de tweede leiding en (2) de dijkkfaalkans door alleen het falen van de eerste leiding.

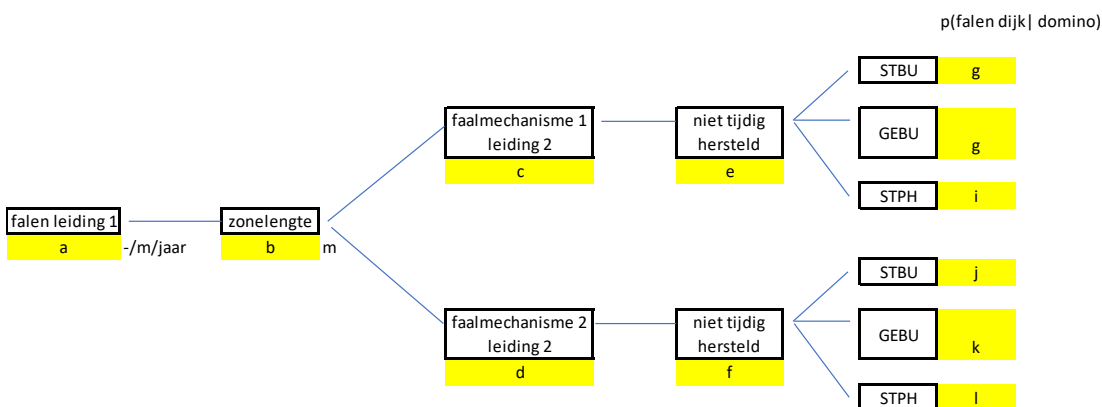
Falen van de tweede leiding (leiding 2) door initieel falen van de eerste leiding (leiding 1) is alleen mogelijk binnen bepaalde invloedszones op beide leidingen. Figuur 5-2 geeft het principe weer voor de situatie waarin de rode leiding als eerste faalt. Falen binnen de invloedszone tussen x3 en x4 op deze leiding 1 kan falen veroorzaken van leiding 2 binnen de corresponderende invloedszone tussen x1 en x2. De punten x1 en x2 markeren daarbij de grenzen waarbinnen kraters door falen van leiding 1 kunnen snijden met leiding 2. De punten x3 en x4 op leiding 1 markeren de corresponderende locaties van het centrum van de kraters die leiding 2 nog juist raken.



Figuur 5-2: Principeschets voor de corresponderende invloedzones bij domino effecten, in het geval van een als eerste falende rode leiding (leiding 1)

De extra faalkans door domino-effecten bij een tussen x3 en x4 als eerste falende rode leiding is het verschil tussen de dijkfaalkansbijdrage van de zone tussen x1 en x2 (met de krater die hoort bij de als tweede falende leiding) en de zone tussen x3 en x4 (met de krater die hoort bij de als eerste falende leiding). Als de eerste component (bijdrage aan faalkans dijk) kleiner is dan de tweede component, dan is er geen toename van de dijkfaalkans en is extra faalkans door domino-effecten gelijk aan nul. Of anders gezegd: dan zijn de gevolgen van additioneel falen van leiding 2 in de zone tussen x1 en x2 niet ongunstiger dan de gevolgen van initieel falen van leiding 1 in de zone tussen x3 en x4.

Voor de bepaling van de extra dijkfaalkans bij het falen van leiding 2 tussen x1 en x2 als gevolg van falen van leiding 1 tussen x3 en x4 wordt de volgende gebeurtenissenboom gebruikt.



Figuur 5-3 Gebeurtenissenboom voor mogelijk maatgevende domino-effecten binnen de invloedzones

De kansen in de verschillende cellen in deze boom zijn:

- | | | |
|-----|---------------------------|---|
| a | Falen leiding 1 | de faalkans van leiding 1, uitgedrukt in een kans per meter per jaar |
| b | Zonelengte | de lengte van leiding 1 waarbinnen beïnvloeding van leiding 2 mogelijk is (de invloedzone tussen x3 en x4) |
| c/d | Faalmechanismen leiding 2 | de kans dat leiding 2 faalt tussen x1 en x2 gegeven initieel falen van leiding 1 tussen x3 en x4. Overeenkomstig benadering 1 in § 5.2.1 is het conservatief om aan te nemen dat deze kans gelijk aan 1 is. |

e/f	Niet tijdig hersteld	de kans op niet tijdig herstel van de dijk voor hoogwater
g/h/i/ j/k/l	STBU/GEBU/STPH	de extra deeltkans op dijksfalen door de additionele gevolgen van falen van leiding 2

Het product van deze factoren geeft per pad de bijdrage aan de dijkfaalkans door falen van leiding 2 als gevolg van initieel falen van leiding 1. Sommatie van de bijdragen van alle paden geeft de dijkfaalkans inclusief domino-effecten, voor zover maatgevend.

5.3 Faalpaden bij beïnvloeding

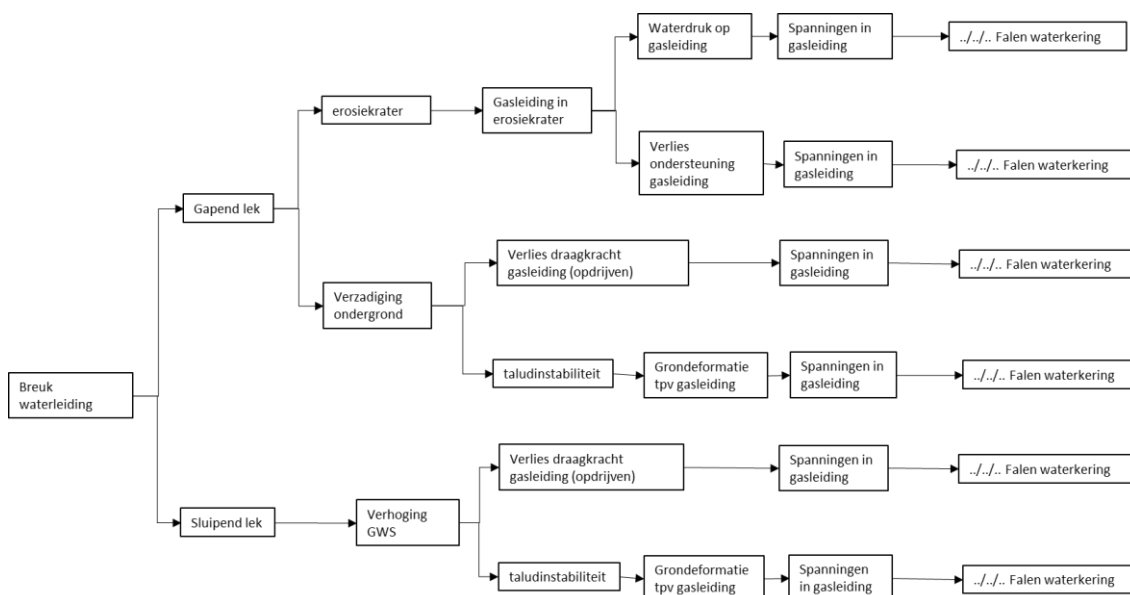
5.3.1 Algemeen

In deze paragraaf worden de faalpaden voor de drie in § 5.1 benoemde scenario's uitgewerkt. Bij de opzet van de faalpaden is gestreefd naar volledigheid van mogelijke mechanismen. Daarbij is de vraag naar de relevantie van de verschillende mechanismen nog niet meegenomen.

5.3.2 Beïnvloeding gasleiding door eerst falende waterleiding

Bij bezwijken van een waterleiding wordt onderscheid gemaakt tussen de situatie van een klein gat (sluipend lek) en een groot gat of eventueel zelfs breuk (gapend lek). Zie § 2.7. De gevolgen zijn verschillend.

- Bij een sluipend lek ontstaat er geen erosiekrater. Wel zal daardoor de waterstand veranderen (hoger worden) en zal er eventueel ook wateroverspanning ontstaan. Deze verandering van de stijghoogte heeft mogelijk gevolgen voor de krachtswerking in een nabijgelegen (gas-)leiding en voor de taludstabiliteit. Het laatste kan, afhankelijk van de locatie waar het lek optreedt, gronddeformaties geven die op hun beurt weer de krachten in een nabijgelegen (gas-)leiding veranderen.
- Bij een gapend lek ontstaat er een erosiekrater. Als de straal daarvan groter is dan de onderlinge afstand tussen de leidingen komt de naastgelegen (gas-)leiding deels vrij te liggen. De ondersteuning valt dan gedeeltelijk weg. Ook kan, afhankelijk van de plaats van het lek, de leiding direct door de uitstromende waterstraal worden belast. Daarnaast betekent de hoeveelheid water die vrijkomt dat de ondergrond verzadigd raakt, met alle gevolgen voor de waterspanning en de taludstabiliteit.



Figuur 5-4 Faalpaden bij eerst falen waterleiding

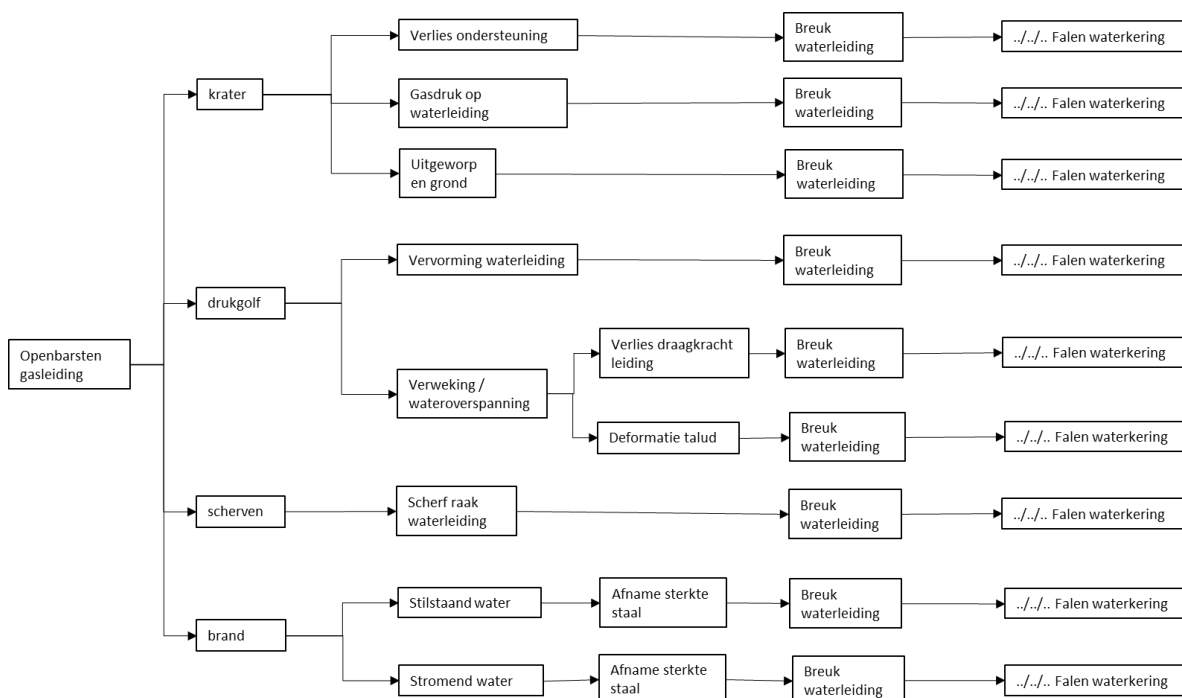
In totaal ontstaan er zo zes (6) faalpaden.

1. Breuk waterleiding → gapend lek → krater → druk uitstromend water op gasleiding
2. Breuk waterleiding → gapend lek → krater → verlies ondersteuning gasleiding
3. Breuk waterleiding → gapend lek → krater → wateroverspanning → verlies ondersteuning gasleiding
4. Breuk waterleiding → gapend lek → krater → wateroverspanning → taludvervorming → gronddeformatie bij gasleiding
5. Breuk waterleiding → sluipend lek → wateroverspanning → verlies ondersteuning gasleiding
6. Breuk waterleiding → sluipend lek → wateroverspanning → taludvervorming → gronddeformatie bij gasleiding

5.3.3 Beïnvloeding waterleiding door eerst falende gasleiding

De volgende mogelijke verschijnselen die schade aan/bezijken van een naastliggende leiding kunnen veroorzaken zijn geïdentificeerd:

- Ontstaan krater
- Grond wordt uit de krater 'geworpen' (daardoor ontstaat de krater)
- Gasdruk door uitstromend gas
- De gasleiding fragmenteert, scherven van de leiding worden weggegooid en raken naastliggende leiding
- Schokgolf in de grond
- Verweking ondergrond (gevolg schokgolf)
- Hittestraling (als vrijkomend gas ontbrandt)



Figuur 5-5 Faalpaden bij eerste falen gasleiding, effect op waterleiding

In totaal ontstaan zo negen (9) faalpaden:

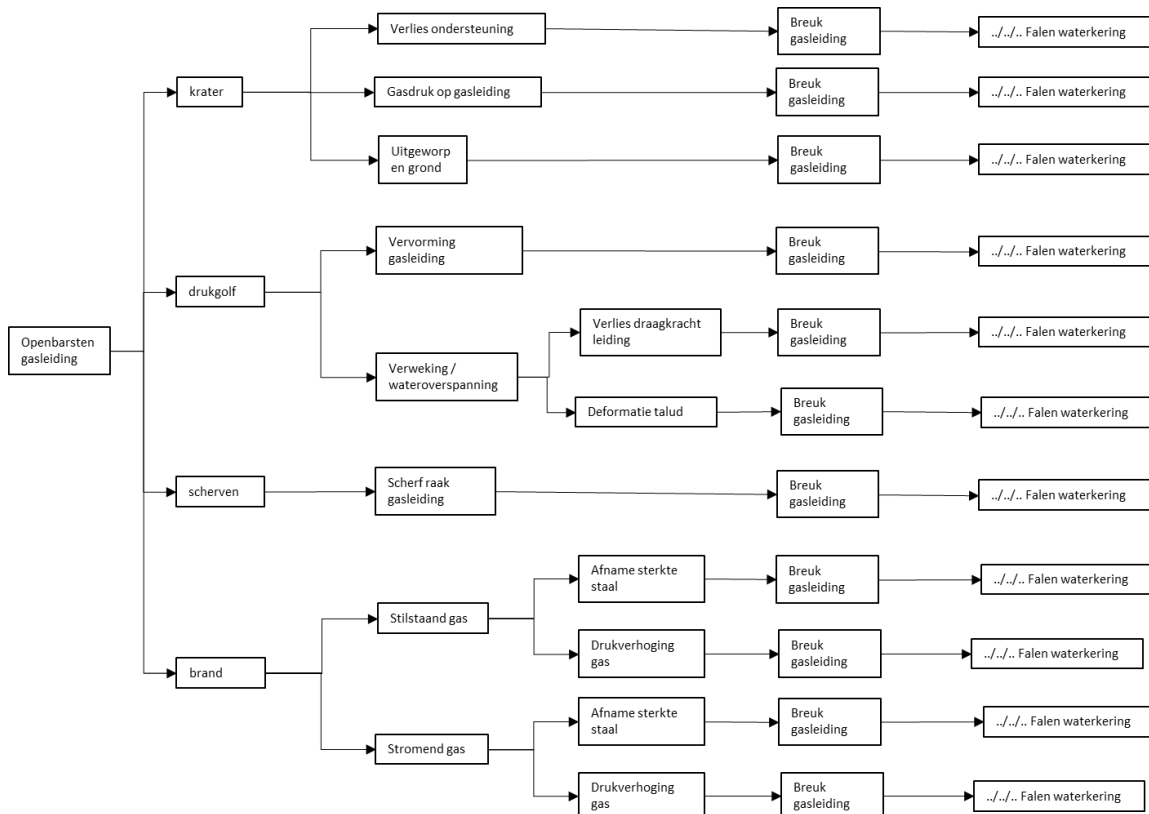
1. Openbarsten → krater → verlies ondersteuning
2. Openbarsten → krater → gasdruk (direct)
3. Openbarsten → krater → belasting door uitgeworpen grond
4. Openbarsten → schokgolf → vervorming waterleiding
5. Openbarsten → schokgolf → verweking → verlies ondersteuning

6. Openbarsten → schokgolf → verweking → vervorming dijktaalud → krachten op waterleiding
7. Openbarsten → scherven → scherp raakt waterleiding
8. Openbarsten → ontbranden gas → opwarming waterleiding (stilstaand water) → afname sterkte staal
9. Openbarsten → ontbranden gas → opwarming waterleiding (stromend water) → afname sterkte staal

De paden 1 t/m 3 en 7 t/m 9 zijn alleen van toepassing als de waterleiding in de erosiekrater ligt. Verweking wordt niet verwacht, de paden 5 en 6 zijn voor de volledigheid toegevoegd.

5.3.4 Beïnvloeding gasleiding door eerst falende gasleiding

Deze situatie is grotendeels identiek aan de situatie 'gevolgen falen gasleiding op waterleiding'. De directe verschijnselen (krater, etc.) zijn gelijk. De meeste belastingen daarvan voor de naastliggende gasleiding ook. Alleen verschillend zijn de gevolgen bij ontbranden van het gas. Naast verlies van sterkte kan falen van de tweede leiding nu ook worden veroorzaakt door de temperatuurverhoging en de daardoor veroorzaakte uitzetting van het gas. De kans hierop is groter bij stilstaand gas dan bij stromend gas. In het laatste geval wordt er constant warmte afgevoerd en is er sprake van koeling.



Figuur 5-6 Faalpaden bij eerste falen gasleiding, effect op gasleiding

In totaal ontstaan zo elf (11) faalpaden:

1. Openbarsten → krater → verlies ondersteuning
2. Openbarsten → krater → gasdruk (direct)
3. Openbarsten → krater → belasting door uitgeworpen grond
4. Openbarsten → schokgolf → vervorming gasleiding
5. Openbarsten → schokgolf → verweking → verlies ondersteuning
6. Openbarsten → schokgolf → verweking → vervorming dijktaalud → krachten op gasleiding
7. Openbarsten → scherven → scherp raakt gasleiding

8. Openbarsten → ontbranden gas → opwarming gasleiding (stilstaand gas) → afname sterkte staal
9. Openbarsten → ontbranden gas → opwarming gasleiding (stilstaand gas) → toename gasdruk
10. Openbarsten → ontbranden gas → opwarming gasleiding (stromend gas) → afname sterkte staal
11. Openbarsten → ontbranden gas → opwarming gasleiding (stromend gas) → toename gasdruk

De paden 1 t/m 3 en 7 t/m 11 zijn alleen van toepassing als de gasleiding in de erosiekrater ligt. Verweking wordt in op de beschouwde locaties niet verwacht, de paden 5 en 6 zijn daarom alleen voor de volledigheid toegevoegd.

5.4 Invloedsafstand voor de verschillende schademechanismen

Per schademechanisme kunnen de invloedszones verschillen waarbinnen domino-effecten kunnen optreden. Daarom wordt eerst vastgesteld wat de relevante mechanismen zijn en tot welke afstand beïnvloeding voor dit schademechanisme mogelijk is.

De volgende faalmechanismen zijn relevant:

1. Krater: verlies ondersteuning
2. Krater: druk uitstromend medium op naastliggende leiding
3. Krater: belasting door uitgeworpen grond
4. Schokgolf: vervorming leiding
5. Schokgolf: wateroverspanning
6. Scherf raakt leiding
7. Warmtetraling door brand

De eerste drie mechanismen zijn beperkt tot de kraterafmetingen.

In bijlage B wordt ingegaan op de gevolgen van een schokgolf. De effecten als functie van de afstand zijn lastig vast te stellen. De beschikbare gegevens en inzichten duiden er op dat er geen leidingbreuk meer optreedt bij een onderlinge afstand gelijk aan - of groter dan - de straal van de krater. Anders gezegd: op 12 m afstand (de minimale straal van de erosiekrater) zijn de effecten al voldoende klein om deze qua faalkans te mogen verwaarlozen.

Voor de mechanismen scherfindringing en warmtetraling is de verwachting dat deze ook beperkt blijven tot de kraterafmetingen. Als de naastliggende leiding nog bedekt is met grond vormt deze grond een isolerende werking voor opwarmen van de leiding bij brand en voor het raken door scherven.

Het voorgaande betekent dat voor de zonering alleen naar de kraterafmetingen gekeken hoeft te worden.

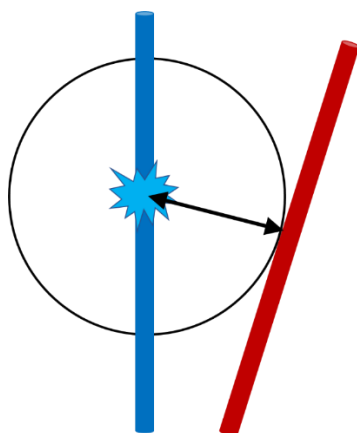
Zolang de leidingen op ongeveer gelijke hoogte liggen neemt de diepte van de gecombineerde krater ten opzichte van de krater van leiding 1 alleen toe wanneer leiding 2 de gasleiding is.

De gecombineerde krater kan daarnaast ook dichterbij de dijk komen te liggen dan bij falen van alleen leiding 1. Dat geldt in ieder geval wanneer de leiding 1 de waterleiding is en leiding 2 de gasleiding, omdat de krater van de gasleiding groter is. Gegeven de plaats van falen van leiding 1, wordt de plaats van falen van leiding 2 bepaald door de onderlinge ligging en de eventuele zwakke (minder sterke) plekken in leiding 2.

- Als het punt van leiding 2 dat het sterkst wordt belast bij breuk van leiding 1 kan het punt op leiding 2 met de kortste afstand tot de breuk worden aangehouden. Voor de situatie van de Vitens leiding en leiding A507 betekent dit het volgende. Als de Vitens leiding als

eerste faalt ligt de breuk in de gasleiding, zo deze faalt, lager op het talud. Als de gasleiding als eerste faalt ligt de breuk in de Vitens leiding, zo deze faalt, hoger op het talud.

- Met eventuele zwakke plekken in leiding 2 kan, indien nodig, conservatief rekening worden gehouden door aan te nemen dat een breuk in leiding 1 op een plek binnen de invloedzone leidt tot een breuk van leiding 2 op het dichtst bij de dijk gelegen punt dat nog net door de krater van leiding 1 wordt gesneden.



Figuur 5-7 Positie Vitens leiding (blauw) en gasleiding A507 (rood), met aangegeven kortste afstand tot breuk in Vitens leiding

5.5 Bijdrage aan dijkfaalkans, casus A507 en Vitens leidingen

5.5.1 Algemeen

Voor het bepalen van het domino-effect worden de volgende uitgangspunten gebruikt.

- Een sluipend lek in de Vitens leiding geeft geen breuk in de A507 leiding.
- Breuk van de A507 leiding geeft geen sluipend lek in de Vitens leiding, alleen een gapend lek.

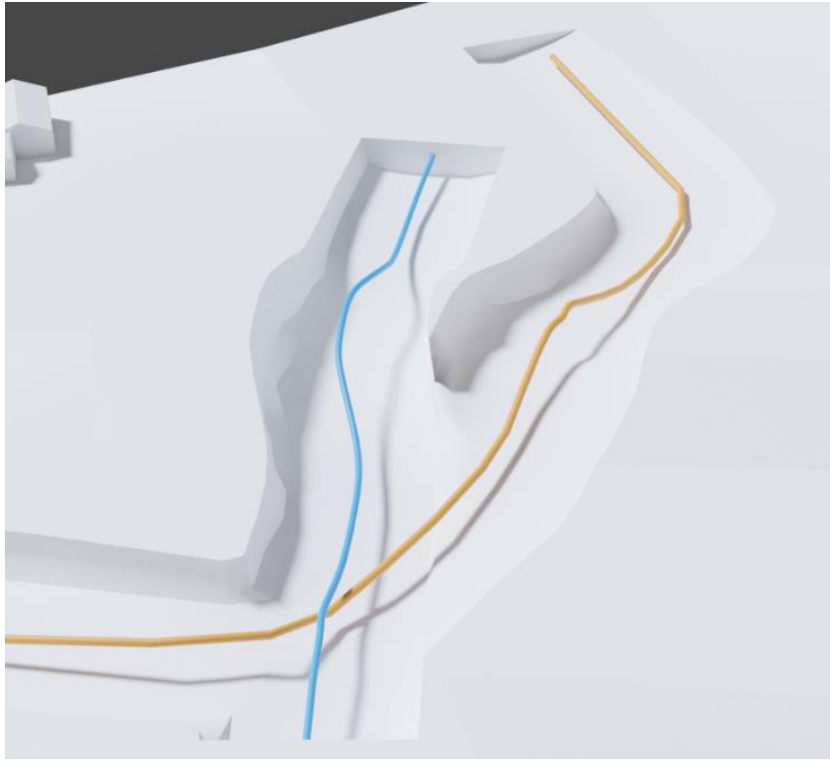
Verder geldt in de voorliggende conceptversie nog de volgende kanttekening.

De hierna gepresenteerde faalkansen zijn gebaseerd op een voorlopige modellering voor de integrale faalkansanalyse. In de definitieve modellering (Deltares, 2021) worden de langsscheuren en de schuifsterkte van het dijkmateriaal minder conservatief geschematiseerd. Getalsmatig moet daarom alleen waarde worden gehecht aan de relatieve verschillen tussen de in de gepresenteerde faalkansen zonder en met domino-effecten.

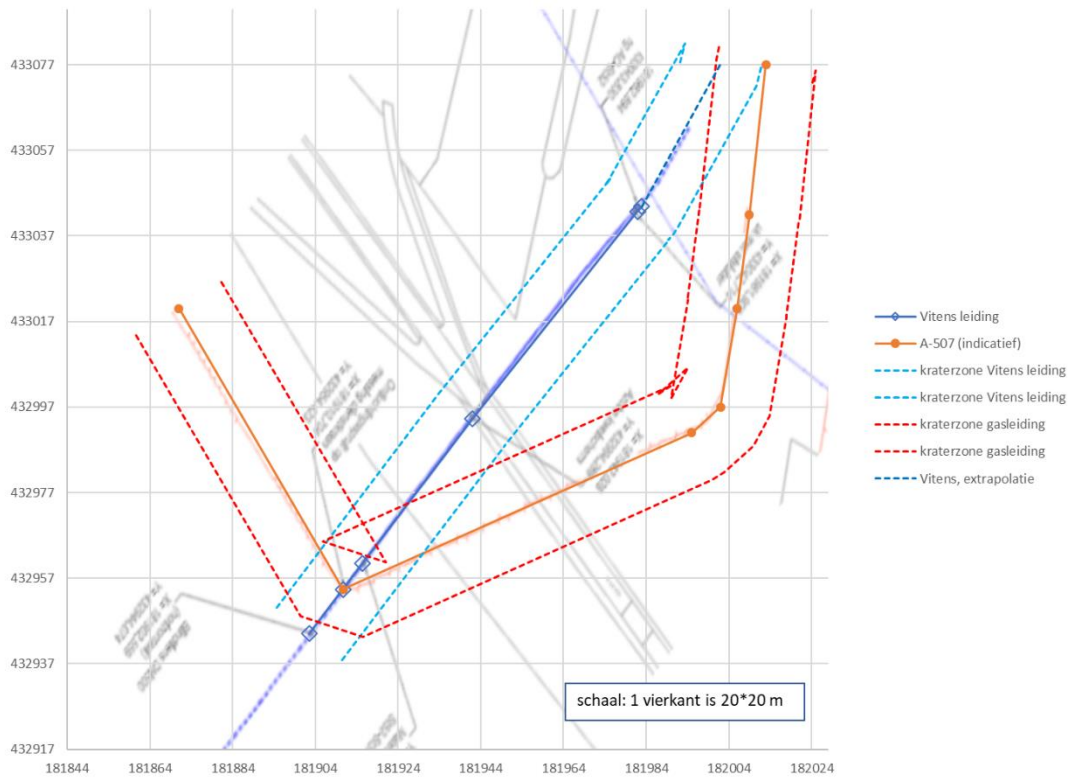
5.5.2 Positie Vitens en A507 leiding

De Vitens leiding en gasleiding A507 kruisen elkaar in het voorland. In het voorland en onder het buitentalud, kruin en binnentalud is sprake van divergerende leidingen. In het achterland neemt de afstand tussen de leidingen weer af.

Figuur 5-8 en Figuur 5-9 tonen de ligging van de Vitens leiding en de A507 leiding ten opzichte van elkaar. De Vitens leiding is aangegeven met een blauwe kleur en de A507 leiding met een oranje (amber) kleur.

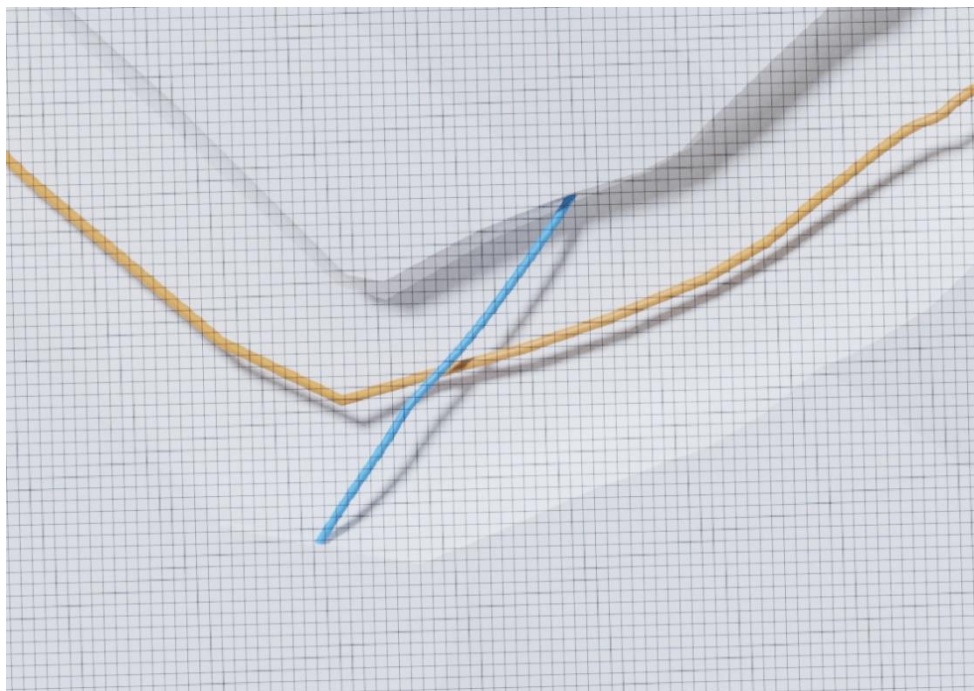


Figuur 5-8 Perspectieftekening met ligging Vitens leiding (blauw) en A507 (oranje). Langs de leidingen zijn ook de breedtes van de erosiekraters weergegeven. De gekozen diepte is niet de kraterdiepte.

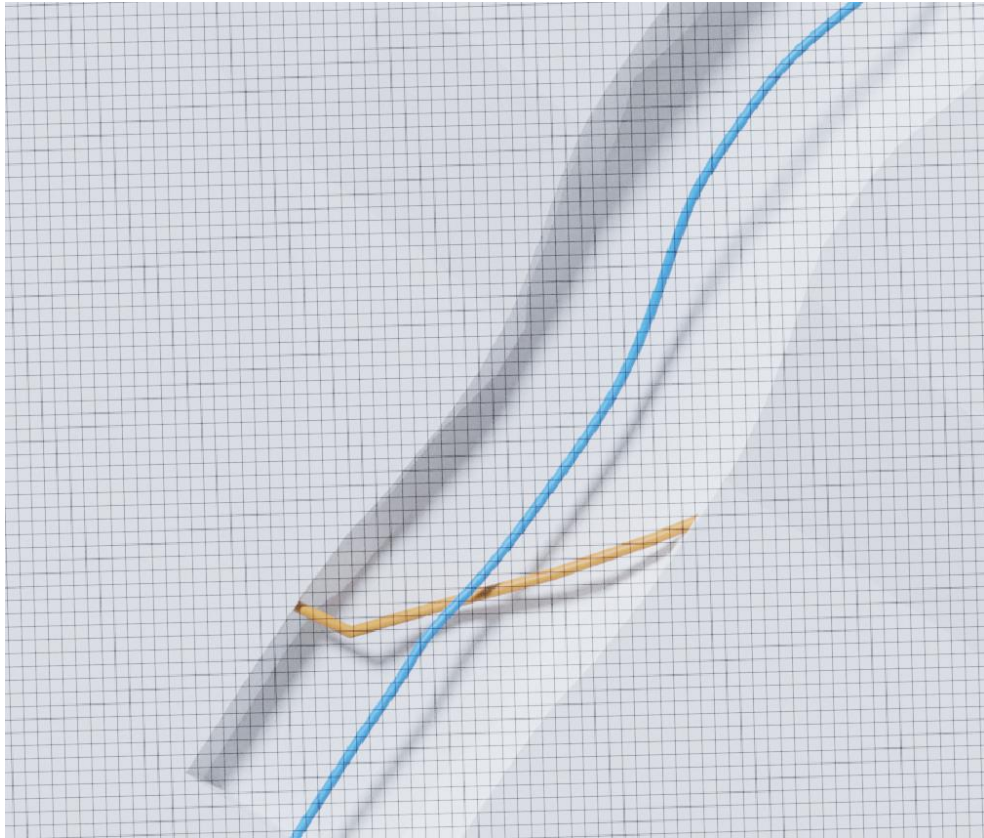


Figuur 5-9 Bovenaanzicht ligging leidingen, met stippellijnen is de kraterbreedte langs elke leiding op maaiveld aangegeven (afmetingen bij benadering)

Figuur 5-10 en Figuur 5-11 tonen de ligging van de krater voor respectievelijk de A507 leiding en de Vitens leiding.



Figuur 5-10 Ligging van de elkaar kruisende Vitens leiding (blauw) en de A507 leiding (oranje), de laatste met de breedte van erosiekraters. De gekozen diepte is niet de kraterdiepte.



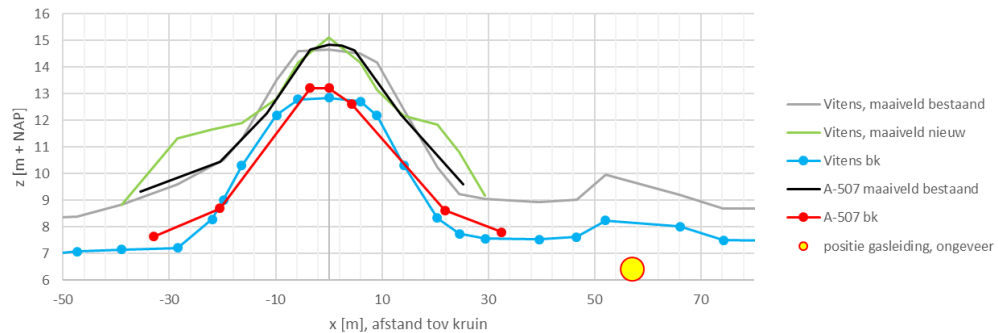
Figuur 5-11 Ligging van de elkaar kruisende A507 leiding (oranje) en de Vitens leiding (blauw), de laatste met de breedte van erosiekraters. De gekozen diepte is niet de kraterdiepte.

Te zien is dat de zone waarin de ene leiding in de krater van de naastliggende leiding ligt beperkt is tot de zone buiten de buitenteenlijn.

De leidingen liggen in het verticale vlak praktisch op hetzelfde niveau. In het bovenste deel van het buitentalud ligt de gasleiding lager dan de waterleiding. Bij het hoogste deel van de binnenberm ligt de waterleiding juist iets dieper dan de gasleiding.

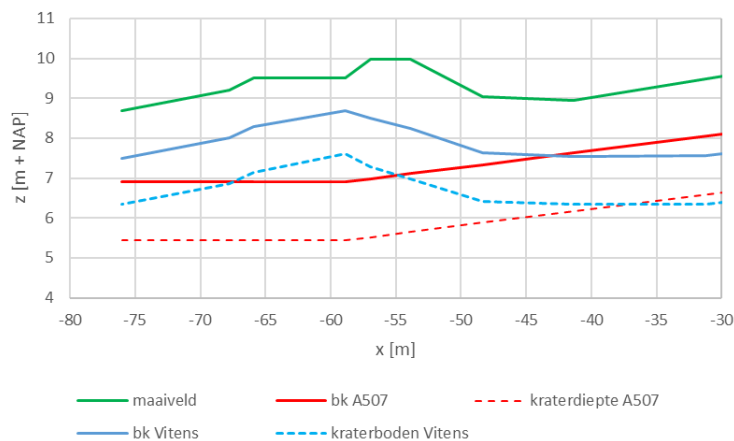
Bij de kruising van de gasleiding en waterleiding in het voorland ligt de gasleiding onder de waterleiding. De afstand tussen de onderkant van de Vitens leiding en de bovenkant van de A507 leiding is ongeveer 1,0 m.

Figuur 5-12 en Figuur 5-13 tonen de geïnterpreteerde diepteligging⁸ van beide leidingen, inclusief de kraterdiepte. De bovenkant van de leidingen is aangegeven met een doorlopende lijn en de onderkant krater met een stippellijn. De kruising van de leidingen ligt ongeveer bij $x = -60$ m. Hieruit volgt dat bij de kruising de A507 leiding onder de onderkant van de krater Vitens leiding ligt.



Figuur 5-12 Ligging (verticaal alignment) van Vitens leiding en A507 leiding (positief is richting buitenzijde)

In Figuur 5-13 is ter plaatse van de kruising van de Vitens waterleiding en de A507 gasleiding in het voorland in detail de ligging van de leidingen weergegeven in het verticale vlak. Hierbij zijn afwijkende coördinaten gebruikt ten opzichte van Figuur 5-12.



Figuur 5-13 Diepteligging Vitens leiding en A507 leiding ter plaatse van kruising in voorland

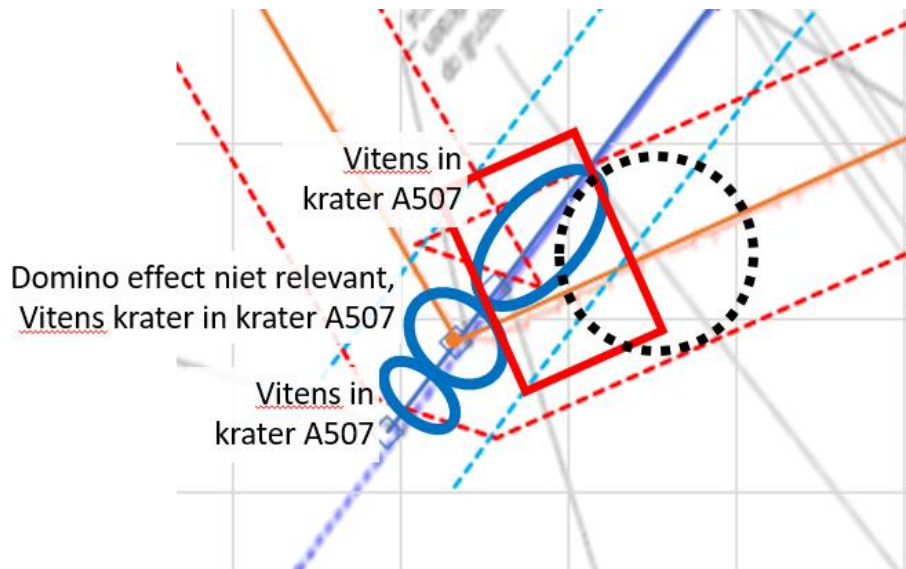
5.5.3 Invloed A507 leiding op Vitens leiding

Voor invloed van de gasleiding A507 op de Vitens leiding worden de volgende zones onderscheiden (van zuid naar noord):

- ten zuiden van kruising leidingen: Vitens leiding ligt in krater van A507;
- kruising, Vitens leiding ligt boven gasleiding, bij bezwijken geen grotere krater
- Vitens leiding ligt in krater gasleiding, deze zone loopt tot iets in buitentalud;
- korte afstand Vitens leiding tot kraterwand, deze zone loopt tot ongeveer halverwege buitentalud.

In Figuur 5-14 zijn de zones aangegeven.

⁸ De diepteligging van de A507 gasleiding in het voorland is bij de opstellers van dit rapport niet bekend



Figuur 5-14: Zonering, invloed A507 op Vitens leiding

Uit Figuur 5-14 is af te leiden dat de Vitens leiding zich in of op de rand van de krater van de A507 gasleiding (en binnen de schokgolf-afstand) bevindt over een afstand van de teen tot 20 m uit de teen. Het gedeelte van de A507 leiding dat daarvoor verantwoordelijk is ligt van 3 m tot 19 m uit de teen. De lengte van dit gedeelte is 18 m. Dit is meer dan het verschil in x-coördinaten vanwege de schuine ligging van de leiding A507.

Daarnaast is er nog een kleine zone zuidelijk van de kruising waar die Vitens leiding zich in of op de rand van de krater van de A507 leiding bevindt. De lengte is ongeveer 5 m en de afstand tot de teen van de dijk ongeveer 30 m. Op deze afstand is alleen het mechanisme STPH nog van belang voor de dijkfaalkans.

5.5.4 Bijdrage faalkans door domino effect, A507 leiding faalt als eerste

Tabel 5-1 toont de bepaling van de bijdrage aan de voorwaardelijke dijkfaalkans gegeven falen van alleen de A507 leiding binnen de invloedszones. Tabel 5-2 toont de bepaling van de bijdrage aan de dijkfaalkans gegeven additioneel falen van de Vitens leiding binnen de corresponderende invloedszones. De voorwaardelijke dijkfaalkans gegeven falen van de A507 leiding binnen de invloedszones blijkt hoger dan de voorwaardelijke dijkfaalkans gegeven additioneel falen van de Vitens leiding binnen de corresponderende invloedszones. Wanneer de A507 leiding als eerste faalt, leidt daardoor veroorzaakt additioneel falen van de Vitens leiding dus niet tot toename van de faalkans.

In de kolommen van beide tabellen word gepresenteerd:

pf	[1/jaar]	de voorwaardelijke jaarlijkse dijkfaalkansbijdrage, gegeven falen van de leiding binnen de invloedszone(s);
pf_basis	[1/jaar]	de jaarlijkse dijkfaalkans zonder leidingen;
pf_tgvleiding	[1/jaar]	de toename van de voorwaardelijke jaarlijkse dijkfaalkansbijdrage, gegeven falen van de leiding binnen de invloedszone(s).

De betekenis van de in de tabellen gebruikte afkortingen voor de relevante faalmechanismen is verder:

STBU	Stabiliteit buitenwaarts;
GEBU	Erosie grasbekleding buitenzijde;
STPH	Stabiliteit Piping & Heave.

Tabel 5-1 Voorwaardelijke dijkfaalkans gegeven falen A507 binnen invloedszone

Invloedszone A507: x3= -6 m, x4 = 13 m			
	pf	pf_basis	pf_tgvleiding
STBU	4.89E-02	2.91E-02	1.98E-02
GEBU	1.01E-04	5.41E-06	9.55E-05
STPH	3.26E-04	6.35e-09	3.26E-04

Tabel 5-2 Voorwaardelijke dijkfaalkans gegeven falen Vitens leiding binnen corresponderende invloedszone

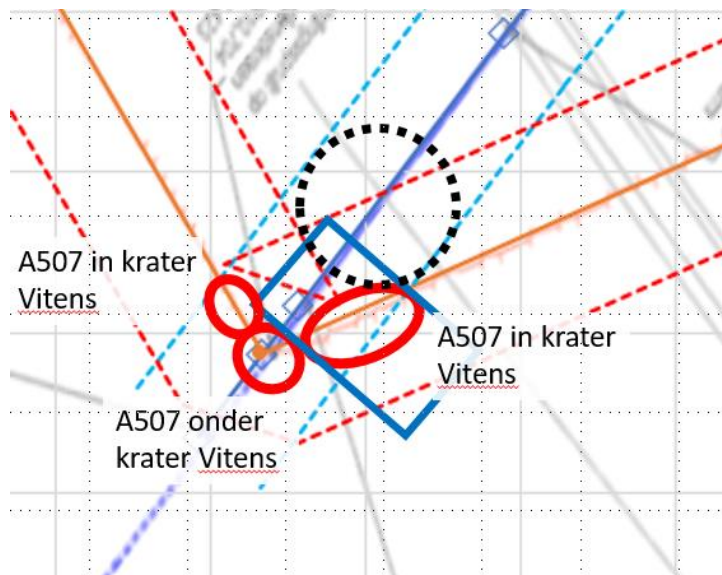
Invloedszone Vitens: x1 = -7 m, x2 = 13 m			
	pf	pf_basis	pf_tgvleiding
STBU	3.39E-02	2.91E-02	4.72E-03
GEBU	9.61E-05	5.41E-06	9.07E-05
STPH	2.53E-04	6.35E-09	2.53E-04

5.5.5 Invloed Vitens op A507 leiding

Voor de mogelijke invloed van falen van de Vitens waterleiding op falen van de A507 gasleiding worden de volgende zones onderscheiden (van zuid naar noord):

- Kruising van de twee leidingen in het voorland, de Vitens leiding ligt boven gasleiding en de bodem van de erosiekrater ook. Hier wordt geen invloed van de Vitens leiding op de A507 leiding verwacht.
- De A507 leiding ligt in de krater van de Vitens leiding op ongeveer dezelfde diepte als de Vitens leiding, de A507 leiding ondervindt invloed van de Vitens leiding door verlies van gronddekking en verhoging van de waterspanning in de ondergrond. Deze zone loopt tot ongeveer de teenlijn van het buitentalud.
- Korte afstand van de gasleiding tot de kraterwand van de Vitens leiding. Hier spelen invloeden als horizontale grondbelasting en de effecten van de schokgolf. Deze zone loopt tot ongeveer halverwege het buitentalud, of lager op het talud.

In Figuur 5-15 zijn de drie zones weergegeven. De ovalen geven de verschillende deeltrajecten van de secundair falende A507 leiding aan. Tevens is met rechthoeken aangegeven welk deel van de initieel falende leiding verantwoordelijk is voor de betreffende zone. Daarbij is uitgegaan van het principe 'kortste afstand tussen faalzone secundaire leiding en gedeelte initiële leiding'. Voorlopig is alleen het effect van de krater beschouwd. De gestippelde cirkels geven de contouren aan van de grenzen aan maaiveld van de mogelijke kraters.



Figuur 5-15: Zoning, invloed Vitens leiding op A507

Uit Figuur 5-15 is af te leiden dat de A507 gasleiding zich (bij optreden van een gapend lek) in of op de rand van de krater van de Vitens leiding bevindt over een afstand van 4 m tot 20 m uit de teen van de dijk. Het gedeelte van de Vitens leiding dat daarvoor verantwoordelijk is ligt op een afstand van 6 m tot 20 m uit de teen. De lengte van de zone is 14 m.

Daarnaast is er nog een kleine zone van de A507 leiding westelijk van de kruising die zich in of op de rand van de krater van de Vitens leiding bevindt. De lengte is ongeveer 5 m en de afstand tot de teen van de dijk ongeveer 22 m. Op deze afstand is alleen mechanisme STPH nog van belang voor de mogelijke faalkans van de dijk.

5.5.6 Bijdrage faalkans door domino effect, Vitens leiding faalt als eerste

In deze situatie is de A507 leiding de leiding die als tweede (door domino-effecten) faalt. De conservatieve⁹ bepaling van de voorwaardelijke extra dijkfaalkans (gegeven falen van de Vitens leiding binnen de invloedzone en gegeven falen van de A507 leiding binnen de corresponderende invloedzone) is weergegeven in onderstaande Tabel 5-3 en Tabel 5-4. Zie § 5.5.4 voor uitleg van de tabelleanduidingen.

⁹ De conservatieve aanname is dat de A507 leiding al faalt zodra de erosiekrater van de (als eerste falende) Vitens de A507 leiding raakt. In werkelijkheid kan de A507 leiding zonder ondersteuning doorgaans echter een lengte van enkele tientallen meters overspannen voordat er leidingfalen optreedt.

Tabel 5-3 Voorwaardelijke dijkfaalkans gegeven falen Vitens leiding binnen de invloedzone

Invloedzone Vitens: x3 = 6 m, x4 = -7 m			
	pf	pf_basis	pf_tgvleiding
STBU	3,02E-02	2,91E-02	1,09E-03
GEBU	5,41E-06	5,41E-06	0
STPH	1,60E-04	6,35E-09	1,60E-04

Tabel 5-4 Voorwaardelijke dijkfaalkans gegeven falen A507 leiding binnen de corresponderende invloedzone

Invloedzone A507: x1 = 9, x2 = -7			
	pf	pf_basis	pf_tgvleiding
STBU	3,08E-02	2,91E-02	1,64E-03
GEBU	5,00E-05	5,41E-06	4,46E-05
STPH	2,40E-04	6,35E-09	2,40E-04

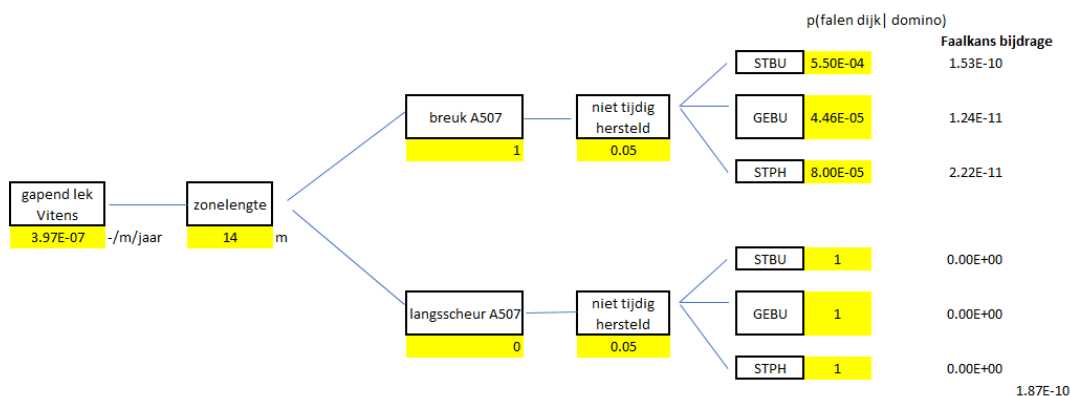
De voorwaardelijke dijkfaalkans door falen van de A507 binnen de corresponderende invloedzone is dus groter dan bij falen van de Vitens leiding binnen de invloedzone. Dit betekent dat er met een verhoogde bijdrage gerekend moet worden. Gegeven domino-effecten is de extra bijdrage aan de voorwaardelijke jaarlijkse dijkfaalkans voor de drie mechanismen:

STBU: $\Delta p = 1,64E-03 - 1,09E-03 = 0,55E-03$

GEBU: $\Delta p = 4,46E-05 - 0 = 4,46E-05$

STPH: $\Delta p = 2,40E-04 - 1,60E-04 = 0,8E-04$

Deze getallen worden vervolgens in de gebeurtenissenboom ingevuld, zie Figuur 5-16.

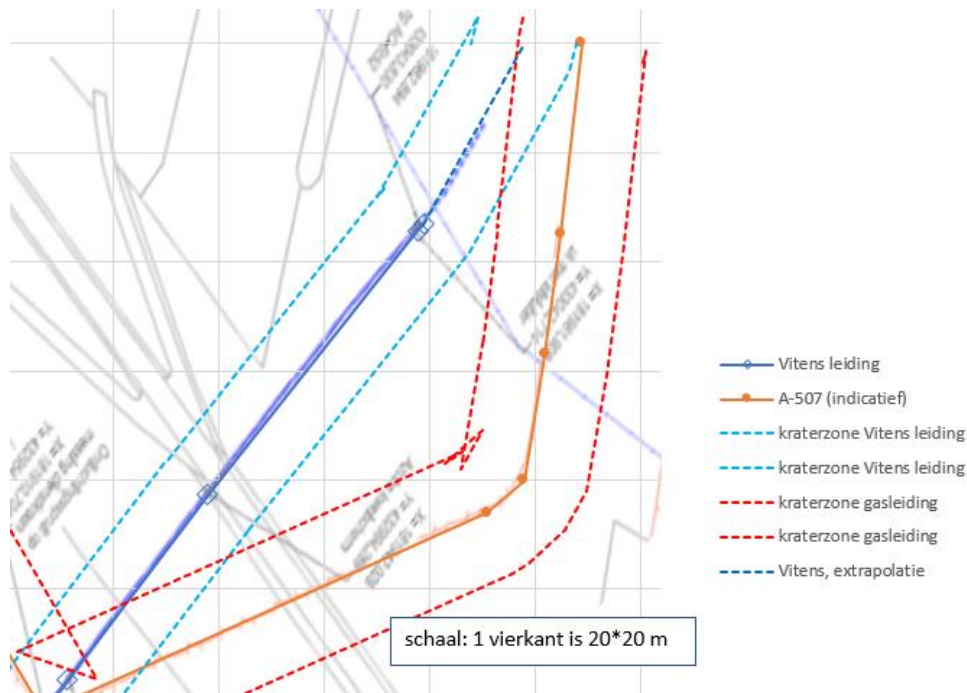


Figuur 5-16 Gebeurtenissenboom domino-effect bij falen Vitens leiding

De berekende extra faalkans door domino-effecten is 2E-10 per jaar. Dit is een conservatieve bovengrens, omdat bij falen van de Vitens leiding binnen de invloedzone is uitgegaan van een kans gelijk aan 1 op additioneel falen van de A507 leiding en de corresponderende invloedzone. In werkelijkheid zal deze kans kleiner zijn en is de extra faalkans door domino-effecten dus ook kleiner dan de berekende waarde.

5.5.7 Invloedzone achterland

Zoals te zien is in Figuur 5-9, hier herhaald als Figuur 5-17, komen in het achterland de Vitens en A507 leiding weer bij elkaar in de buurt.



Figuur 5-17 Ligging Vitens en A507 leidingen en kraterzones in achterland

De afstand tot de kruin van de dijk waar de leidingen weer in elkaars kraterzone te liggen is ongeveer 95 m. Vanaf deze afstand is er mogelijk sprake van domino-effecten. De afstand is wel dusdanig groot dat er, gezien vanuit de faalkans dijk, alleen het mechanisme STPH van belang is. Voor deze zone hoeft daarom alleen naar de bijdrage aan de faalkans van de dijk naar dit mechanisme te worden gekeken.

5.5.8 Overige invloedszones

Voor de overige zones (west van kruising leidingen en zuid van kruising leidingen) kan een gelijke analyse worden uitgevoerd. Deze zones liggen verder van de dijk, de invloed op de dijkfaalkans beperkt zich dan tot het mechanisme STPH. Deze bijdrage aan de dijkfaalkans zal minimaal zijn, en veel kleiner dan de bijdrage uit de zone tussen de kruising van de leidingen en de dijk. De bijdrage is daarom niet verder gekwantificeerd.

5.6 Bijdrage aan dijkfaalkans, casus A524 en A533 leidingen

5.6.1 Algemeen

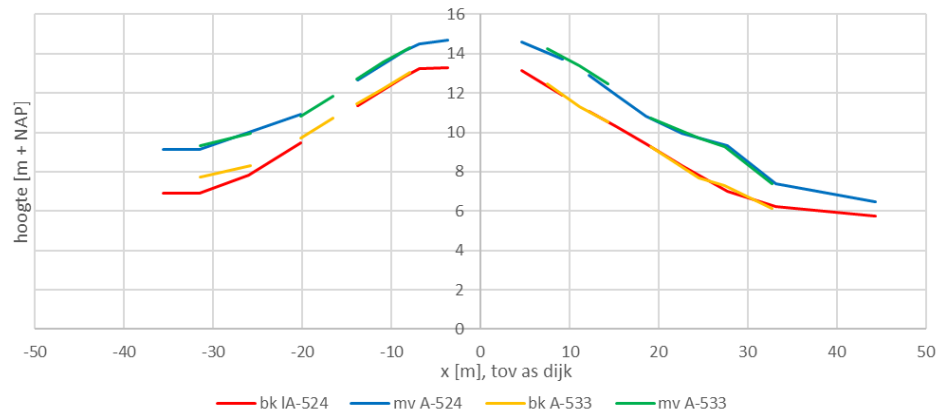
Voor het bepalen van het domino-effect wordt als uitgangspunt gehanteerd dat additioneel falen van leiding 2 nooit tot een langsscheur in leiding 2 kan leiden, tenzij leiding 2 blootligt en bij stilstaand gas door brand wordt belast. Stromend gas in leiding 2 zal bij brand namelijk tot afkoeling leiden, waardoor geen significante verzwakking van leiding 2 optreedt.

Nabij de beide gasleidingen A524 en A533 is de diep gelegen gasleiding A633 aanwezig, die deel uitmaakt van het leiding tracé Angerlo-Beuningen. Deze leiding is met de HDD techniek aangelegd. De ligging van de 48" leiding is weergegeven op de tekening A-633-KR-045 uit 2018. De vloerpijp is gelegen op NAP -15 m en de doorsnijding van het boorgat met de deklagen bevindt zich op 213 m achter de binnenkruin van de waterkering. Op 239 m achter de binnenkruin van de waterkering is de leiding gelegen in de veldstrekking met een standaard dekking van ca 1,3 m. De horizontale afstand tot de A533 is ongeveer 33 m ter plaatse van de waterkering.

De diep gelegen A633 is ter plaatse van de waterkering zettingsvrij gelegen in een boorgat. Beïnvloeding van de A524 en 533 door falen van de A633 is mogelijk op afstanden groter dan waar de doorsnijding van de deklaag plaatsvindt. Doordat de beïnvloeding pas mogelijk is op een afstand 213 m vanaf de binnenkruin (de horizontale afstand is hier ca 27 m) wordt de A633 niet in de beschouwing van de Domino effecten meegenomen en wordt alleen de onderlinge beïnvloeding tussen de A524 en A533 beschouwd.

5.6.2 Positie A524 en A533 leidingen

In Figuur 5-18 zijn de parallel gelegen gasleidingen A524 en A533 weergegeven.



Figuur 5-18 Vergelijking verticaal alignement A524 en A533)

De leidingen A524 en A533 liggen parallel aan elkaar, met een hart-op-hart afstand van ongeveer 10 m. De diepteligging is gelijk.

5.6.3 Invloed A524 en A533 leidingen

De A524 en A533 leidingen liggen parallel aan elkaar, met een onderlinge afstand van ongeveer 10 m. De diepteligging is gelijk. De onderlinge afstand is kleiner dan de straal van de erosiekrater zodat er wel sprake is van onderlinge beïnvloeding bij falen van een van de gasleidingen.

Wanneer conservatief¹⁰ wordt aangenomen dat de tweede leiding faalt zodra deze binnen de krater van de als eerste falende leiding ligt, dan geldt dat de krater van de belendende leiding door domino-effect niet dieper zijn of dichterbij de dijk liggen dan de krater van de als eerste falende leiding. De krater wordt wel breder. Dat heeft echter geen invloed op de berekende dijkfaalkans, omdat de breedte van de krater in de huidige 2D aanpak niet wordt meegenomen.

De conclusie is dus dat de met de 2D schematisering berekende dijkfaalkans door domino-effecten niet toeneemt. Dus wanneer leiding 2 faalt door falen van leiding 1 dan blijft de extra dijkfaalkans gelijk aan de extra dijkfaalkans door falen van leiding 1 alleen.

¹⁰ De vrije overspanning van de tweede leiding binnen de erosiekrater van een als eerste falende leiding is voor dit soort grote-diameter leidingen in praktijk geen probleem. In offshore-situaties komen vrije overspanningen voor van bijvoorbeeld 40 meter. In § 5.3.4 is verder al aangegeven dat brand door een als eerste falende leiding alleen invloed op de tweede leiding kan hebben wanneer de tweede leiding bloot komt te liggen. In § 5.6.1 is bovendien aangegeven dat stromend gas in de tweede leiding warmte zal afvoeren. Onder deze omstandigheden is het praktisch uitgesloten dat de materiaalsterkte in de tweede leiding door brand over een zekere kritische lengte kan afnemen tot onder de aanwezige spanning.

5.6.4 Invloed A633 leiding

In de nabijheid van de A524 en A533 leidingen ligt ook gasleiding A633, die deel uitmaakt van het leiding tracé Angerlo-Beuningen. Deze 48" leiding is met de HDD techniek aangelegd. De ligging is weergegeven op de tekening A-633-KR-045 uit 2018. De vloerpijp is gelegen op NAP -15 m en de doorsnijding van het boorgat met de deklagen bevindt zich op 213 m achter de binnenkruin van de waterkering. Op 239 m achter de binnenkruin van de waterkering is de leiding gelegen in de veldstrekking met een standaard dekking van ca 1,3 m. De horizontale afstand tot de A533 is ongeveer 33 m ter plaatse van de waterkering. De diep gelegen A633 is ter plaatse van de waterkering zettingsvrij gelegen in een boorgat.

Eventuele domino-effecten zijn mogelijk zodra de A524 of A533 binnen de krater van de A633 komen te liggen of omgekeerd. De met een 2D schematisering berekende dijkfaalkans kan daardoor alleen toenemen wanneer de gezamenlijke krater dieper is of die dichterbij de dijk komt te liggen.

Wanneer de dieper gelegen A633 als eerste faalt kan door domino-effecten aanvullend falen van de A524 of A533 nooit tot een krater leiden die dieper is of die dichterbij de dijk komt te liggen. Wanneer de A524 of A533 als eerste faalt is een domino-effect niet mogelijk zolang de A633 dieper ligt. Bij ligging van de A633 op gelijke diepte (op een afstand 213 m vanaf de binnenkruin), kan een domino-effect nooit tot een krater leiden die dieper is of die dichterbij de dijk komt te liggen. Daarmee is de conclusie dat de met de 2D schematisering berekende dijkfaalkans door domino-effecten nooit kan toenemen.

6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusies

Gebaseerd op de onderbouwing in de voorgaande hoofdstukken, worden in dit afsluitende hoofdstuk de volgende conclusies getrokken in relatie tot de in § 1.2 geformuleerde probleemstelling.

Domino-effecten

De extra dijkfaalkans door domino-effecten blijkt op de beschouwde locaties al klein bij de zeer conservatieve aanname dat een breuk van de eerste leiding binnen een bepaalde invloedzone ook altijd leidt tot breuk van de nabijgelegen leiding. Dit komt omdat het domino-effect vanwege de 2D schematisering alleen invloed heeft wanneer de gecombineerde krater dieper is of dichter bij de kruin van de dijk ligt dan bij falen van alleen de eerste leiding. Een meer gedetailleerde beschouwing om de kans op falen van de tweede leiding te bepalen is daarom niet nodig.

Secundaire vervormingen

In relatie tot de dijkfaalkans hoeft voor de beschouwde locaties geen rekening te worden gehouden met de invloed van secundaire vervormingen op leidingfalen. Dit wordt hieronder puntsgewijs toegelicht.

- *Erosie van het binnentalud.* Geïnduceerd leidingfalen maakt het gevolg niet ernstiger dan in de integrale faalkansanalyse al is aangenomen bij mogelijk optredende erosie van het binnentalud. Zie § 3.4.

Erosie van het buitentalud. De gronddekking op de leiding blijkt in alle gevallen groter dan de op de verschillende locaties semi-probabilistisch bepaalde rekenwaarden voor ontgronding door erosie. De kans dat erosie van het talud ook leidingfalen kan veroorzaken is daarom kleiner dan de maximaal toelaatbare kans op overstroming door erosie van het buitentalud. Zie § 3.5 en bijlage E.

- *Buitenwaartse instabiliteit.* De kans op diepe glijvlakken die de leiding kunnen beïnvloeden blijkt verwaarloosbaar klein. Binnen de analyse is de schuifsterkte van het dijkmateriaal onder de freatische lijn geoptimaliseerd, op basis van recent POVM-onderzoek naar de schuifsterkte van slecht doorlatende grond boven de dagelijkse grondwaterstand. De gehanteerde ongedraineerde modellering wijkt af van de bij de dijkversterking gekozen modellering. Zie § 3.7 en bijlage A.
- *Opdrijven en opbarsten.* Bij dijkvak 232/233 is opdrijven en opbarsten niet aan de orde. Ter plaatse van dijkvak 217/218 kan het opdrukken van de slootbodem mogelijk effect hebben op de A524 en A533 leidingen. Dit effect is naar verwachting klein, maar wordt binnen de leidingsterkteberekeningen veiligheidshalve toch nader geanalyseerd. Zie § 3.6.

Buitenwaartse stabiliteit

De ongedraineerde modellering van de schuifsterkte van het dijkmateriaal onder de freatische lijn zal binnen de integrale faalkansanalyse ook worden toegepast voor de bepaling van het effect van leidingfalen op buitenwaartse stabiliteit. Zoals hiervoor al gemeld is deze optimalisatie gebaseerd op recent POVM-onderzoek naar de schuifsterkte van slecht doorlatende grond boven de dagelijkse grondwaterstand. Deze schuifsterktemodellering wijkt af van wat bij de dijkversterking is gekozen. Zie H 4.

Falen van de (48 inch) A524 en A533 leidingen

De afzonderlijke kansen op verschillende lektypes zijn gelijk voor de 36 inch en 48 inch leidingen. De lekgroottes voor elk van deze types verschillen, afhankelijk van de wanddikte. De tijdsafhankelijke berekening van de erosiekrater voor het geval van een guillotinebreuk levert voor de A524 en A533 leiding een verschillende straal bij uitstroom aan de aanvoerende en de afvoerende zijde. De maximale afmeting van de krater in leidingrichting is ongeveer 30 m. Zie § 2.6.2, § 2.9, bijlage C en bijlage D.

6.2 Aanbevelingen

- Het uitvoeren van een (locatie-specifieke) integrale faalkansanalyse volgens hoofdstuk 2 is bewerkelijk, evenals de locatiespecifieke bepaling van de significantie van 'secundaire vervormingen' en 'domino-effecten'. Voor verdere analyses op andere leidingkruisinglocaties zijn daarom meer eenvoudige beslisregels wenselijk. Daarmee zou - op grond van eenvoudige kenmerken van leiding en dijk - eerst vastgesteld moeten kunnen worden of de aanwezige kruisende leidingen wel tot een significante extra dijkfaalkans kunnen leiden, alvorens deze extra bijdrage vervolgens te moeten kwantificeren op de bewerkelijke wijze die in dit rapport is beschreven.
- Het verdient aanbeveling om onderzoek te starten naar de specifieke verwachtingswaarden en spreidingen van kraterafmetingen door leidingfalen in cohesieve grond. De huidige formules zijn namelijk alleen gebaseerd op modelproeven voor zand en teelaarde. De kraterafmetingen in cohesieve grond worden daarmee naar verwachting zwaar overschat.

7 Referenties

- BEVB - *Besluit Externe Veiligheid Buisleiding*. (2010, juli). Opgehaald van <https://wetten.overheid.nl/BWBR0028265/2018-03-31>
- De Betuwse Waard. (2020a). *HEADCUTEROSION DOOR BERMINSTABILITEIT DOOR OVERSLAG, versie 2*.
- De Betuwse Waard. (2020b). *Faalkans analyse Macrostabiliteit Buitenwaarts, versie 3.0. Referentienr 1218-0024-001.R10o_faalkans_analyse_STBU_v03*.
- De Betuwse Waard. (2020c). *Impactanalyse nieuwe erosieformule van klei op GEBU en STBU, Referentienr. 1218-0024-001.M67*.
- De Betuwse Waard. (2020d). *Technische Uitgangspunten Notitie. Rapportnummer: 1218-0024-001.N08*.
- De Betuwse Waard. (2021a). *Secundaire vervormingen door GEBU t.p.v. Gasunie & Vitens leidingen, memo 1218-0024-001.M50a*.
- De Betuwse Waard. (2021b). *Faalkansanalyse dijkontwerp WoS met kruisende gasleidingen A-524 & A-533*.
- Deltares. (2010). *Berekeningsmethode ontgroning bij gasleidingbreuk, Evaluatie NEN 3651. Rapport nr. 1201743*.
- Deltares. (2015). *WTI2017 - Faalmechaniemebeschrijving grasbekleding. Deltares rapportnr. 1220086-002-HYE-0001*. Opgehaald van http://publications.deltares.nl/1220086_002.pdf
- Deltares. (2018). *Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen WBI. Versie C3. Deltares rapportnr. 11200574-007-GEO-0005*. Opgehaald van <https://www.helpdeskwater.nl/@205760/fenomenologische/>
- Deltares. (2020). *Prediction of the erosion velocity of a slope of clay due to wave attack. Deltares rapportnr. 1209437-017-HYE-0003*.
- Deltares. (2021). *Faalkansanalyses Leidingkruisingen WOS - A505, A507 en Vitens leidingen, versie 1.1*.
- Deltares. (2021a). *Plan van aanpak beoordeling kruising Vitens leiding, versie 0.11. Referentienr. 11206705-GEO-0003*.
- Deltares. (2021b). *Plan van aanpak beoordeling leidingkruising A-505, versie 0.11. Referentienr. 11206705-GEO-0001*.
- Deltares. (2021c). *Plan van aanpak beoordeling leidingkruising A-507, versie 0.11. Referentienr. 11206705-GEO-0002*.
- Deltares. (2021d). *Plan van aanpak beoordeling leidingkruisingen A-524 en A-533, versie 0.11. Referentienr. 11206705-GEO-0004*.
- Edmilson P. Silva, M. N. (2016). Underground parallel pipelines domino effect: An analysis based on pipeline crater models and historical accidents. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 315 - 331.
- ENW. (2009). *Technisch Rapport Actuele Sterkte van Dijken*. Opgehaald van https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/144724/trasd_technischrapportactuelesterktevandijken.pdf
- Esparza, E., Westine, P., & Wenzel, A. (1981). *Pipeline response to buried explosive detonations, volume II - technical report*. San Antonio, Texas: Southwest Research Institute.
- Esparza, E., Westline, P., & Wenzel, A. (1981). *Pipeline response to buried explosive detonations, volume I - summary report*. San Antonio, Texas: Southwest Research Institute.
- HKV. (2019). *Hydra-NL - Gebruikershandleiding - versie 2.7*. Opgehaald van <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/applicaties-modellen/applicaties-per/omgevings/omgevings/hydra-nl-0/>

- KPR. (2016). *Factsheet post "overig" in de faalkansbegroting en indirecte mechanismen*. Opgehaald van <https://www.helpdeskwater.nl/@205918/factsheet-post/>
- KWR. (2019). *Inschatting faalkansanalyse stalen drinkwatertransportleiding Dunea op basis van casuïstiek*. KWR memo KWR 2019.008.
- Laheij, G., Spoelstra, M., & Mahesh, S. (2019). Safety Distances Due to Domino Effects. *CHEMICAL ENGINEERING TRANSACTIONS*.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017a). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III: Sterkte en veiligheid.
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2021a). *Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit, WBI 2017, versie 4.0*. Opgehaald van <https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/157033/sh-macrostabilliteit-v4-28-mei-2021.pdf>
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2021c). *Schematiseringshandleiding piping - WBI 2017, versie 4.0*. Opgehaald van <https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/157029/sh-piping-28-mei-2021-v4.pdf>
- Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat. (2021b). *Schematiseringshandleiding grasbekleding, versie 5.0*. Opgehaald van <https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/157023/sh-grasbekleding-28-mei-2021.pdf>
- NEN. (2020a). *NEN 3650-1 - Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 1: Algemene eisen*. NEN.
- NEN. (2020b). *NEN 3650-2 - Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 2: Staal*.
- NEN. (2020c). *NEN 3650-3 - Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 3: Kunststof*.
- NEN. (2020d). *NEN 3650-4 - Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 4: Beton*.
- NEN. (2020e). *NEN 3650-5 - Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 5: Gietijzer*.
- NEN. (2020f). *NEN 3651 - Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken*. Normcommissie 310 004 Transportleidingen.
- POV K&L. (2019). *Faalkansanalyse dijkontwerp Gorinchem-Waardenburg met kruisende waterleiding*. Referentieproject POV Kabels en Leidingen. *Deltares rapportnr. 11203450-002-GEO-0002*. Opgehaald van <https://www.hwbp.nl/documenten/rapporten/2020/09/07/faalkansanalyse-dijkontwerp-gorinchem-waardenburg>
- POV K&L. (2020a). *Faalkansanalyse dijkontwerp Wolferen-Sprok met kruisende gasleiding A-505*. *Deltares rapportnr. 11203959-000-GEO-0001*. Opgehaald van <https://www.hwbp.nl/documenten/rapporten/2020/11/09/faalkansanalyse-dijkontwerp-wolferen-sprok>
- POV K&L. (2020b). *POVV — Faalkansanalyse dijkontwerp Wolferen-Sprok met kruisende waterleiding — Lieveense rapportnr. POVV-R-001, versie 4a*. Opgehaald van <https://www.hwbp.nl/documenten/rapporten/2020/12/14/faalkansanalyse-bij-dijkontwerp-wolferen-sprok-met-kruisende-vitens-waterleiding>
- POVM. (2020a). *Actuele Sterkte - Macrostabilliteit Buitenwaarts - Een verkennende studie*. Opgehaald van https://publicwiki.deltares.nl/download/attachments/164069792/POVM-AS_Macrostabilliteit_Buitenwaarts.pdf?version=1&modificationDate=1590599551371&api=v2
- POVM. (2020b). *Macrostabilliteit Buitenwaarts - Stappenplan, Inschatting hersteltijd, Materiaalmodel en Probabilistische uitwerking*. Opgehaald van https://publicwiki.deltares.nl/download/attachments/164069792/POVM-AS_Macrostabilliteit_Buitenwaarts-Uitwerking_aanpak.pdf?version=1&modificationDate=1619414635009&api=v2
- POVM. (2020c). *POVM Opbarsten – Fase 2b: Numerieke variatiestudie en raamwerk voor controle, versie 1.1*. Opgehaald van <https://publicwiki.deltares.nl/display/POVM/Achtergronddocumenten+en+Software#AchtergronddocumentenenSoftware-Rekenmethodiek-Opbarstendeklaag>

- R+K. (2020). *Optimalisatie Leidingberekeningen met PLE*. R+K notitie 5-277-529/01 v3. Opgehaald van <https://www.hwbp.nl/binaries/hoogwaterbeschermingsprogramma/documenten/rapporten/2020/12/14/optimalisatie-van-berekeningen-leidingsterkte-met-het-programma-ple/Optimalisatie+leidingberekeningen+met+PLE.pdf>
- Ramírez-Camacho, J., Pastor, E., Casal, J., & Amaya-Gómez, R. (2015). ANALYSIS OF DOMINO EFFECT IN PIPELINES. *Journal of Hazardous Materials*.
- RIVM. (2021). *Handleiding Risicoberekeningen Bevb. Versie 3.2*. Opgehaald van <https://www.rivm.nl/rekenmethode-buisleidingen>
- Silva, E., Nele, M., Frutuoso e Melo, P., & Konozy, L. (2016). Underground parallel pipelines domino effect: An analysis based on pipeline crater models and historical accidents. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*.
- TNO. (2019). *Faalkans leiding t.b.v. Referentieproject GoWa-Dunea voor POV Kabels en Leidingen*. TNO rapportnr. 2018 R11602.
- TNO. (2020a). *Faalkans leiding t.b.v. Referentieproject Wolferen-Sprok voor POV Kabels en Leidingen*. TNO rapport nummer 2020 R10945.
- TNO. (2020b). *Omrekening van Unity Check naar Faalkans*. TNO rapport 2020 R12179. Opgehaald van <http://resolver.tudelft.nl/uuid:adf2c90b-7f2b-418a-bf53-08fe5d6ffbf8>
- Waterloopkundig Laboratorium Delft. (1972). *Ontgroning door gasleidingbreuk; verslag modelonderzoek*. Rapport M1136.
- Waterloopkundig Laboratorium Delft. (1991). *Ontgroning door gasleidingbreuk; herinterpretatie M1136*. Rapport J617.
- WSRL. (2019). *Modellering dijksmateriaal; voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts*. WSRL memo 2019144756/2019144755.
- WSRL. (2021). *Ontwerpuitgangspunten toepassing veiligheidsraamwerk K&L*. versie 0.1.

Bijlagen

A STBU voor glijvlakken dieper dan 2,5 meter

A.1 Inleiding

Deze bijlage beschrijft een probabilistische analyse van buitenwaartse stabiliteit (STBU) voor een doorsnede ter plaatse van de A507 kruising (DD233). Binnen deze probabilistische analyse is de kans bepaald op een buitenwaarts glijvlak dieper dan 2,5 m, voor het geval van een snelle val vanaf een hoogwaterstand naar een frequent waterpeil. De maat van 2,5 m is gekozen omdat het diepste punt van het glijvlak dan ongeveer de leiding-as snijdt. Daarbij is aangenomen dat minder diepe glijvlakken en daardoor veroorzaakte vervolgebeurtenissen geen significante invloed op de faalkans van de leiding zullen hebben.

Achtereenvolgens wordt het resultaat gepresenteerd op basis van de reguliere DBW schuifsterktemodellering en het resultaat van een alternatieve modellering. In de alternatieve modellering wordt de schuifsterkte van het cohesieve dijksmateriaal tussen de freatische lijn en de dagelijkse grondwaterstand niet gedraineerd maar ongedraineerd gemodelleerd. In beide gevallen wordt op hoofdlijnen de aanpak gevolgd zoals geschetst in twee POVM rapporten (POVM, 2020a; POVM, 2020b).

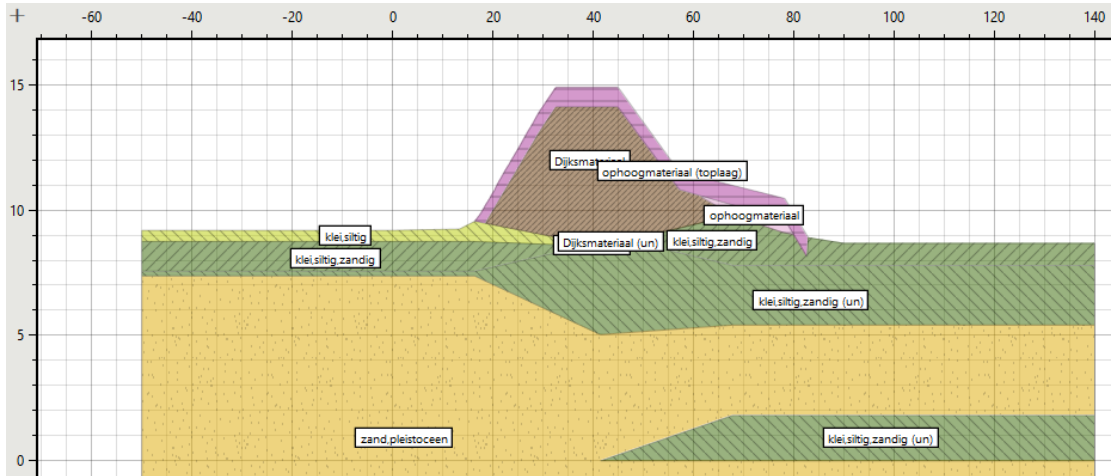
A.2 Schuifsterkte van dijksmateriaal boven de dagelijkse grondwaterstand

De WBI schematiseringshandleiding (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2021a) gaat in de zone tussen de freatische lijn en de dagelijkse grondwaterstand voor cohesieve grond uit van een ongedraineerde schuifsterktemodellering. Binnen het reguliere WOS ontwerp wordt in deze zone doorgaans echter gekozen voor een gedraineerde Mohr-Coulomb modellering, met een cohesie gelijk aan nul en een 'critical state' wrijvingshoek bij grote rek. De reden daarvoor is dat er in het dijksmateriaal boven de dagelijkse grondwaterstand tot op zekere diepte vanaf het maaiveld scheuren zullen bestaan, die bij tijdelijke toename van de waterspanningen in de scheuren gedurende hoogwateromstandigheden mogelijk niet volledig worden dichtgedrukt. Langs deze scheuren kunnen zich dan glijvlakken ontwikkelen, die niet de (volledige) ongedraineerde schuifsterkte zullen aanspreken die aanwezig is in de kluiten van de cohesieve grond tussen de scheuren.

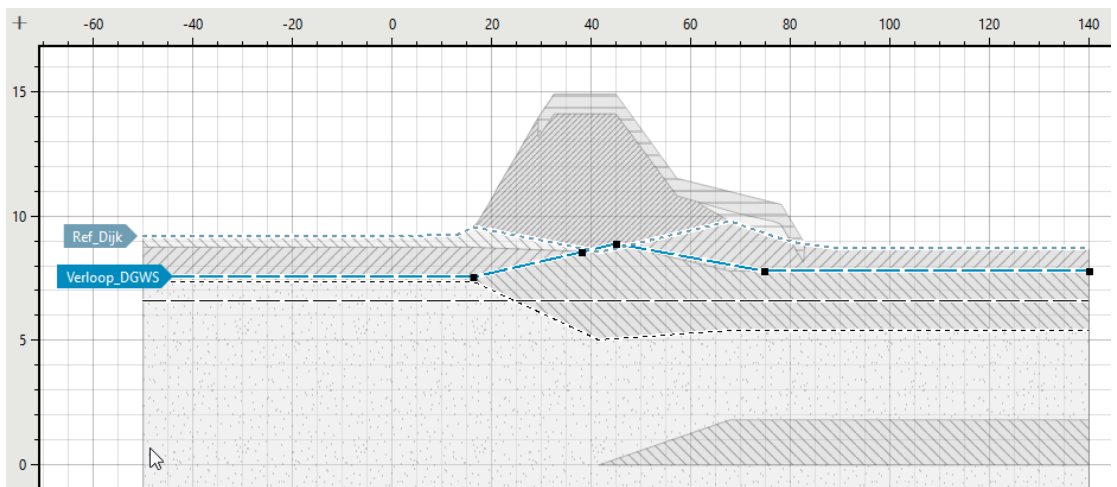
Hoofdstuk 3 van het meest recente POVM rapport over buitenwaartse stabiliteit (POVM, 2020b) gaat in op de schuifsterktemodellering van het dijksmateriaal boven de dagelijkse grondwaterstand ter plaatse van Wolferen-Sprok. Het hoofdstuk beschrijft een analyse van de beschikbare informatie over de schuifsterkte (triaxiaalproeven, sonderingen) op basis van inzichten uit nog lopend onderzoek vanuit POVM en RWS. Op basis van deze inzichten wordt geconcludeerd dat SHANSEP de onder dagelijkse omstandigheden aanwezige schuifsterkte alleen overschat in de bovenste meter vanaf het dijkoppervlak. Daaronder geeft een ongedraineerde sterktemodellering met SHANSEP een goede benadering. Vanaf ongeveer twee meter diep zijn volgens het POVM rapport bovendien geen scheuren meer te verwachten. Voor het uit zware siltige klei bestaande dijksmateriaal ter plaatse van Wolferen-Sprok leidt het toepassen van Mohr-Coulomb ($c = 0, \phi$) volgens het rapport tot onderschatting van de aanwezige schuifsterkte, zolang daarbij geen rekening wordt gehouden met de zuigspanning binnen de kluiten. Dit geldt in extra mate indien de effectieve spanningen die de Mohr-Coulomb sterkte bepalen onder extreme hoogwateromstandigheden verder afnemen. In het hier beschouwde geval met diepe glijvlakken zal een SHANSEP modellering de werkelijke schuifsterkte onder hoogwateromstandigheden daarom beter benaderen dan een Mohr-Coulomb model zonder cohesie.

A.3 Grondopbouw en grondeigenschappen

Figuur A-1 toont de door DBW gedefinieerde doorsnedeschematisering, met ligging van de verschillende grondlagen. Binnen het reguliere WOS ontwerp modelleert DBW alleen de schuifsterkte van cohesieve grond onder de dagelijkse grondwaterstand (DGWS) met SHANSEP, en de schuifsterkte van alle grond daarboven met Mohr-Coulomb. Figuur A-2 toont de door DBW gedefinieerde ligging van de DGWS. Tabel A-1 toont de in de probabilistische analyse toegepaste eigenschappen voor de grondlagen bij de reguliere schuifsterktemodellering. Deze eigenschappen zijn gebaseerd op een regionale proevenverzameling, die door DBW eerder ook is gebruikt voor de probabilistische STBU analyse van een representatief profiel (De Betuwse Waard, 2020b).



Figuur A-1: Doorsnedeschematisering ter plaatse van leidingkruising A507 (DD233) volgens DBW (De Betuwse Waard, 2020b)



Figuur A-2: De ligging van de dagelijkse grondwaterstand (DGWS). De schuifsterkte van de cohesieve grond die daaronder ligt wordt door DBW gemodelleerd met SHANSEP. Alle grond die daarboven ligt wordt door DBW gemodelleerd met 'Mohr-Coulomb', op basis van uitsluitend de wrijvingshoek bij de grote rek, behalve in een dunne toplaag, waar een cohesie van 5 kPa wordt gebruikt.

Tabel A-1: Verwachtingswaarden en spreidingen van materiaalparameters voor de probabilistische STBU analyse volgens DBW (De Betuwse Waard, 2020b)

Grondsoort	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [graden]		S [kPa]		m		POP [kPa]	
			bij eindrek 25%							
			Gem.	Std.	Gem.	Std.	Gem.	Std.	Gem.	Std.
Toplaag	17,50	5	0	0	-	-	-	-	-	-
Dijksmateriaal boven freatische lijn	18,79	0	31,8	1,11	-	-	-	-	-	-
Dijksmateriaal onder freatische lijn	18,79	0	31,8	1,11	-	-	-	-	-	-
Klei siltig	16,89	0	32,2	2,2	-	-	-	-	-	-
Klei, siltig zandig boven DGWS	18,79	0	31,2	0,92	-	-	-	-	-	-
Klei, siltig zandig onder DGWS	18,79	-	-	-	0,33	0,032	0,88	0,02	41,8	12,2

Tabel A-2: Verwachtingswaarden en spreidingen van parameters voor het dijksmateriaal onder de freatische lijn bij alternatieve toepassing van SHANSEP. Het gemiddelde en de standaardafwijking zijn bepaald op basis van een karakteristieke waarde volgens de TUN (De Betuwse Waard, 2020d) en een variatiecoëfficiënt die gelijk is verondersteld aan 'Klei, siltig zandig onder DGWS'.

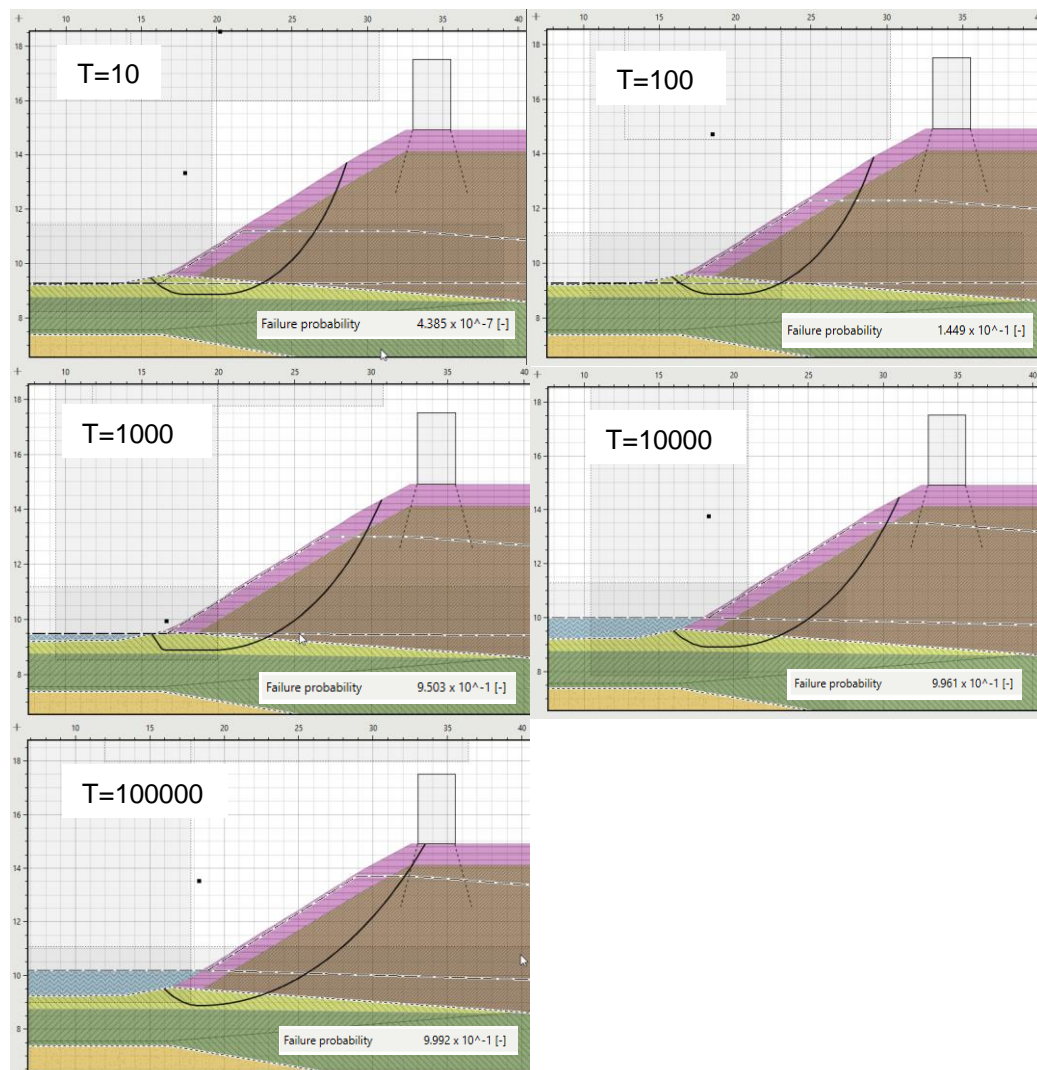
Grondsoort	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [graden]		S [kPa]		m		POP [kPa]	
			bij eindrek 25%							
			Gem.	Std.	Gem.	Std.	Gem.	Std.	Gem.	Std.
Dijksmateriaal onder freatische lijn	18,79	-	-	-	0,4	0,04	0,91	0,025	12	3,6

A.4 Resultaten probabilistische analyse

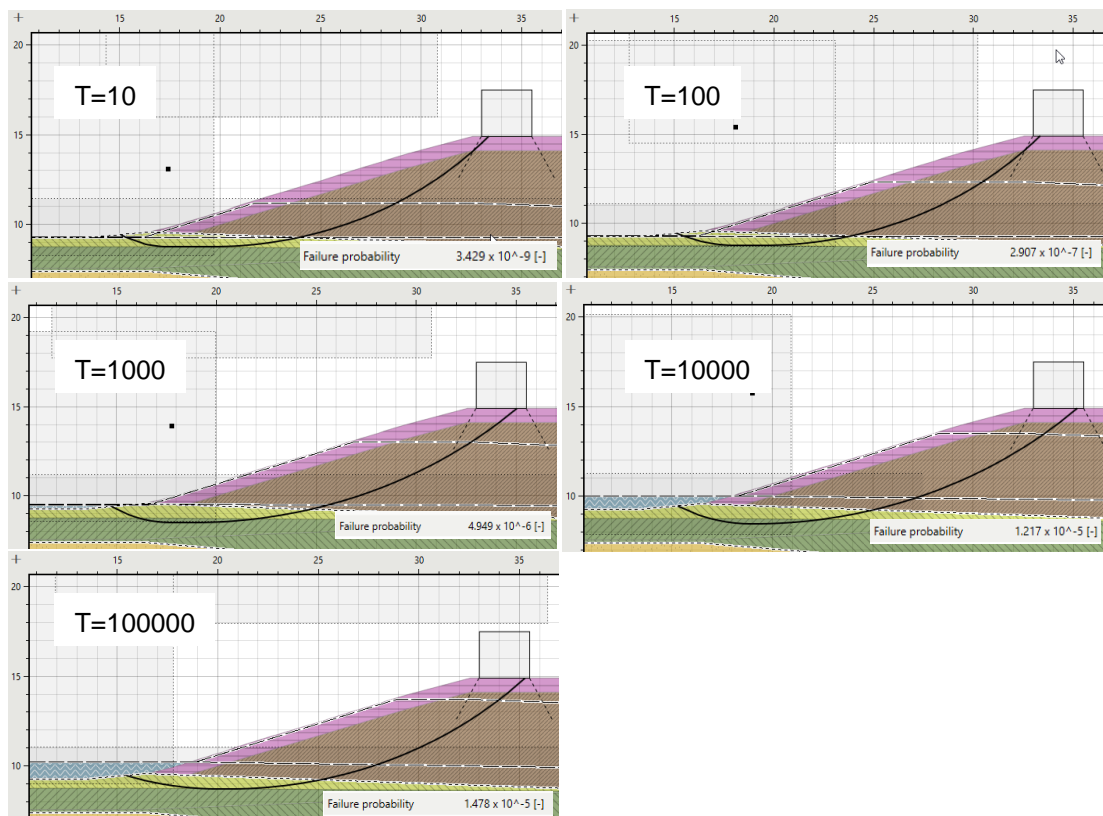
Tabel A-3 toont het door DBW op de beschouwde locatie toegepaste verloop van de freatische lijn voor verschillende terugkeertijden. Figuur A-4 illustreert de ligging van deze lijnen. Voor het geval van Mohr-Coulomb modellering van de schuifsterkte van het dijksmateriaal toont Figuur A-4 ook de semi-probabilistisch berekende ligging van de maatgevende glijvlakken, plus de bij die glijvlakken vervolgens probabilistisch berekende faalkansen.

Tabel A-3: Door DBW toegepaste verloop van de freatische lijn voor verschillende terugkeertijden. BUK betekent: Buitenkant Kruin. BIK betekent: Binnenkant kruin. De waarde op het talud correspondeert met de terugkeertijd van het voorafgaande hoogwater. De veilige veronderstelling is dat de freatische lijn zich gedurende de val niet aanpast.

Terugkeertijd [jaar]	Freatische lijn [m NAP]			
	Voorland	Talud	BUK [m NAP]	BIK [m NAP]
10	7.7	12.21	11.2	10.7
100	8.8	13.32	12.3	11.8
1000	9.5	13.97	13.0	12.5
10000	10.0	14.46	13.5	13.0
100000	10.2	14.70	13.7	13.2



Figuur A-3: Gevonden maatgevende glijvlakken en daarbij bepaalde instabiliteitskansen voor een val van de waterstand bij verschillende terugkeertijden, voor het geval: volledige 'Mohr-Coulomb' modellering van de schuifsterkte van het dijksmateriaal. De geïntegreerde faalkans is: $2,65E-3$.



Figuur A-4: Berekende maatgevende glijvlakken en daarbij bepaalde instabiliteitskansen voor een val van de waterstand bij verschillende terugkeertijden voor het geval: SHANSEP modellering van het dijksmateriaal tussen freatische lijn bij hoogwater en bij dagelijkse omstandigheden. De geïntegreerde faalkans is: $9,11E-7$.

Tabel A-4: Overzicht van de berekende faalkansen voor de twee verschillende alternatieven voor modellering van de schuifsterkte van het dijksmateriaal in de zone tussen de freatische lijn en de dagelijkse grondwaterstand.

	Dijksmateriaal tussen freatische lijn en dagelijkse grondwaterstand	
	Mohr-Coulomb (c, ϕ)	SHANSEP
Terugkeertijd [jaar]	Conditionele Faalkans	
10	4,39E-07	3,439E-9
100	1,45E-01	2,907E-7
1000	9,50E-01	4,949E-6
10000	9,96E-01	1,217E-5
100000	9,92E-01	1,487E-5
	Geïntegreerde faalkans [1/jaar]	
	2,65E-3	9,11E-7
	Geïntegreerde betrouwbaarheidsindex	
	2,79	5,63

B Effect schokgolf op naastliggende leiding als functie van afstand

B.1 Inleiding

Een van de gevolgen van een openbarstende leiding is het ontstaan van een schokgolf in de ondergrond. Deze kan naastliggende leidingen beschadigen door verhoogde gronddruk en/of door grondverplaatsingen.

Voor het bepalen hiervan is momenteel geen algemeen aanvaarde aanpak beschikbaar. Om toch inzicht te krijgen in de mogelijke gevolgen is in deze bijlage gebruik gemaakt van enkele mogelijke benaderingen.

B.2 Literatuur data

In de literatuur wordt op verschillende plaatsen aandacht besteed aan het domino-effect.

Silva (Silva, Nele, Frutuoso e Melo, & Konozy, 2016) analyseert een aantal gevallen waarin sprake is van domino-effecten. Daarbij wordt uitgegaan van de kraterafmetingen. Er wordt een overzicht gegeven van een aantal opgetreden situaties met parallelle ligging van pijpleidingen waarbij ondergrondse pijpleidingen bezweken. Van de 17 cases waren er twee waarbij een naastliggende leiding die in de krater lag ook bezweek en vier waarbij de naastliggende leiding wel in de krater lag maar niet bezweek. Alle leidingen die buiten de krater lagen zijn niet bezweken. Op basis van een analyse van opgetreden ongelukken constateren zij dat een naastliggende pijpleiding veilig is indien deze buiten de krater ligt omdat de leiding dan wordt beschermd door de omringende grond.

Bij de geanalyseerde ongelukken was de krater niet breder dan 20 m. Op basis daarvan concluderen ze dat leidingen veilig zijn bij een onderlinge afstand van 10 m of meer.

Laheij (Laheij, Spoelstra, & Mahesh, 2019) geven als veilige afstand 10 m. Deze waarde is gebaseerd op de gepresenteerde resultaten van een aantal berekeningen van de kratergrootte waarbij geen breedte van de krater van meer dan 18,4 m is gevonden, en de bevindingen van (Silva et al 2016) dat er meestal alleen sprake is van domino effecten als beide leidingen in dezelfde krater liggen.

Ramírez-Camacho (Ramírez-Camacho, Pastor, Casal, & Amaya-Gómez, 2015) toont een database met acht situaties waar domino-effecten een rol spelen. Opvallend is dat zij als oorzaak voor het falen van de naastliggende leiding 'jet erosion' en 'jet fire impingement' noemen. De 'jet erosion' beschadigt de naastliggende leiding door zandstralen of doordat de grond onder de leiding wordt weggeblazen. Of het domino-effect beperkt is tot de kraterafmetingen wordt niet expliciet benoemd maar lijkt wel aannemelijk te zijn.

B.3 Veilige afstand volgens NEN-3651

B.3.1 Formules

In NEN-3651, art. 6.4.3. wordt een formule gegeven voor het berekenen van een onderlinge afstand waarbij de kans op falen acceptabel is. Niet aangegeven is welke kans daarbij hoort. De formule is, volgens de tekst, proefondervindelijk vastgesteld.

$$X_v = r_g \cdot \left\{ 1 + \frac{2 \cdot (p_e - 0,9 p_b)}{\sqrt{0,9 \cdot p_b \cdot (2p_e - 0,9 p_b)}} \Omega \right\}$$

met:

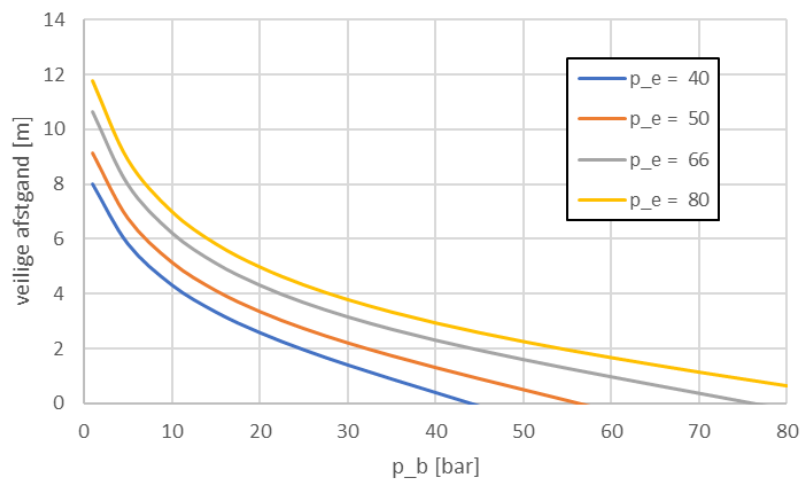
- X_v hart-op-hart afstand leidingen [m]
- r_g gemiddelde straal exploderende leiding [m]
- p_e interne druk exploderende leiding, voor de explosie [MPa]
- p_b interne druk belendende leiding, verhoogd met 0,5 MPa [MPa]
- Ω factor, afhankelijk van grondsoort, voor klei $\Omega = 4,8$

Er is niet aangegeven welke faalkans hoort bij deze 'veilige afstand'.

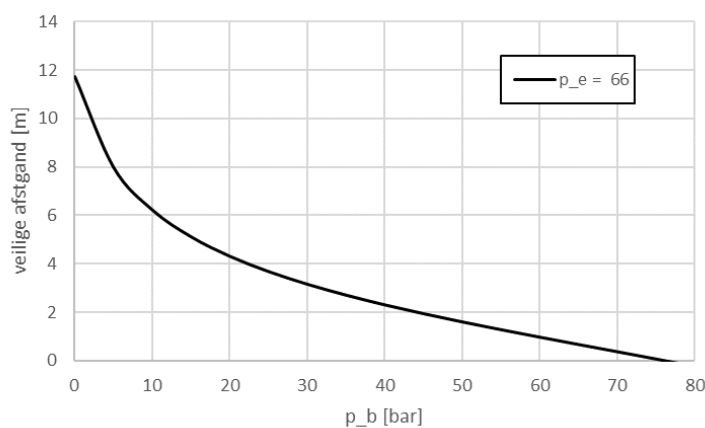
B.3.2 Kruising A507/Vitens

De inwendige druk van de belendende leiding heeft een grote invloed op de berekende 'veilige' afstand. Onderstaande figuur toont het verloop als functie van de inwendige druk. Daarbij zijn verder de volgende parameters gebruikt:

- $p_b = 66$ bar (6,6 MPa)
- $r_g = 0,45$ m
- $\Omega = 3,3$



Figuur B-1: Minimum onderlinge afstand volgens NEN-3651, voor verschillende waarde interne druk exploderende leiding (p_e) en interne druk belendende leiding (p_b)



Figuur B-2: Minimum onderlinge afstand volgens NEN-3651

De interne waterdruk in de Vitens leiding is onbekend, aangehouden wordt hier voor de gebruikstoestand 4 bar. Daarbij hoort dus een 'veilige afstand' van 8,5 m. Indien de Vitens leiding drukloos is ($p_b = 0$ bar), is de veilige afstand 11,7 m.

B.3.3 Krusing A524/A533

Voor de situatie bij de ligging A524/A533 is de diameter van de leidingen 48 inch. De interne gasdruk in de belendende gasleiding is minimaal 40 bar (info Erik Brink, overleg 21 april 2021). Daarbij hoort dus een veilige afstand van 3,1 m.

B.4 Empirische formules Esparza

B.4.1 Uitgevoerde testen

In het verleden is door Esparza et al (Esparza, Westline, & Wenzel, Pipeline response to buried explosive detonations, volume I - summary report, 1981) (Esparza, Westline, & Wenzel, Pipeline response to buried explosive detonations, volume II - technical report, 1981) uitgebreid onderzoek gedaan naar de effecten van een explosie op een naastgelegen leiding. Daarvoor zijn op drie locaties testen uitgevoerd. Deze locaties zijn SwRI test site, Kansas test site en Kentucky test site.

De belangrijkste leidingvariabelen tijdens de testen waren:

- diameter leiding, tijdens de testen zijn 3inch, 6 inch en 16 inch leidingen gebruikt op SwRI test site, 24 inch op Kansas test site en 30 inch op de Kentucky test site
- inwendige druk in de leiding: SwRI drukloos; Kansas 300 psig; Kentucky 400 psig

Op basis van de resultaten van metingen tijdens experimenten is een set van formules afgeleid waarmee onder andere de spanningen en rekken in de leiding kunnen worden berekend.

De beschikbare formules zijn opgesteld voor de situatie van een puntbron en van een lijnbron. Tijdens de experimenten is de lijnbron gesimuleerd door een rij puntbronnen.

Met deze set formules wordt een eerste schatting van de extra spanningen en rekken in de leiding door de explosie afgeleid.

B.4.2 Spanningsverhoging in naastliggende leiding

Voor een puntbron luiden de formules (in de oorspronkelijke notatie):

$$\sigma_{\text{cir}} = \sigma_{\text{long}} = 4.44 E \left(\frac{n W}{\sqrt{Eh} R^{2.5}} \right)^{0.77} \quad (7)$$

- where
- σ_{cir} = maximum circumferential stress (psi)
 - σ_{long} = maximum longitudinal stress (psi)
 - n = equivalent energy release (nondimensional)*
 - W = total charge weight of point or line (lb)
 - E = modulus of elasticity (psi)
 - h = wall thickness (in.)
 - R = distance between pipe and charge (ft)

Voor een lijnbron luiden de formules:

$$\sigma_{\text{cir}} = \sigma_{\text{long}} = 4.44 E \left(\frac{1.4n W/L}{\sqrt{Eh} R^{1.5}} \right)^{0.77}$$

where

- σ_{cir} = maximum circumferential stress (psi)
- σ_{long} = maximum longitudinal stress (psi)
- n = equivalent energy release (nondimensional)
- w = total charge weight of line (lb)
- E = modulus of elasticity (psi)
- h = wall thickness (in.)
- R = distance between pipe and explosive line (ft)
- L = total length of explosive line (ft)

Merk op dat in de hier gepresenteerde vorm van de formule geen SI-eenheden maar de Amerikaanse eenheden worden gebruikt.

Opgemerkt wordt dat in deze formules de volgende aspecten niet worden meegenomen:

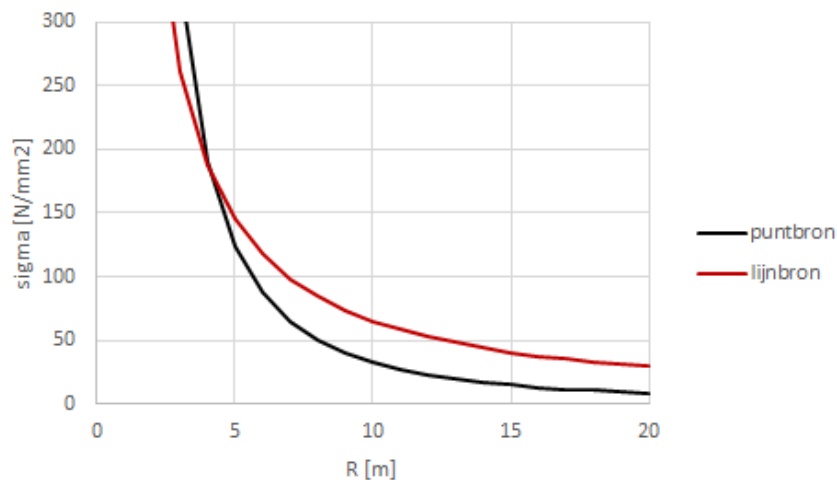
- diameter leiding;
- inwendige druk in de belendende leiding;
- grondslag.

Omdat deze parameters tijdens de testen wel zijn gevarieerd suggereert het niet meenemen daarvan in de formules dat hun invloed ondergeschikt is aan die van de explosiekracht en de onderlinge afstand.

Voor de berekening van de spanningen en rekken worden de volgende parameters gebruikt:

- E-modulus E = 210E6 kN/m² = 30.5 psi;
- Wanddikte: t = 16 mm = 0,63 inch;
- Afstand tussen explosiepunt en leiding: variabel;
- Explosiekracht: puntbron: W = 18 kg TNT, lijnbron W/L = 3 kg TNT/m.

De resultaten zijn weergegeven in Figuur B-3.



Figuur B-3: Extra spanning in leiding tgv openbarsten gasleiding

B.4.3 Toename rek in naastliggende leiding

Door Esparza worden ook formules voor de optredende rekken gegeven. De formules voor een lijnbron en een puntbron staan hieronder.

$$\epsilon_{\text{cir}} = 4.78 \left(\frac{1.3n W/L}{\sqrt{Eh} R^{1.5}} \right)^{0.805}$$

and

$$\epsilon_{\text{long}} = 1.98 \left(\frac{1.3n W/L}{\sqrt{Eh} R^{1.5}} \right)^{0.735}$$

Figuur B-4: Formules voor rekken, lijnbron (Esparza et al 1981)

$$\epsilon_{\text{cir}} = 4.78 \left(\frac{n W}{\sqrt{Eh} R^{2.5}} \right)^{0.805}$$

and

$$\epsilon_{\text{long}} = 1.98 \left(\frac{n W}{\sqrt{Eh} R^{2.5}} \right)^{0.735}$$

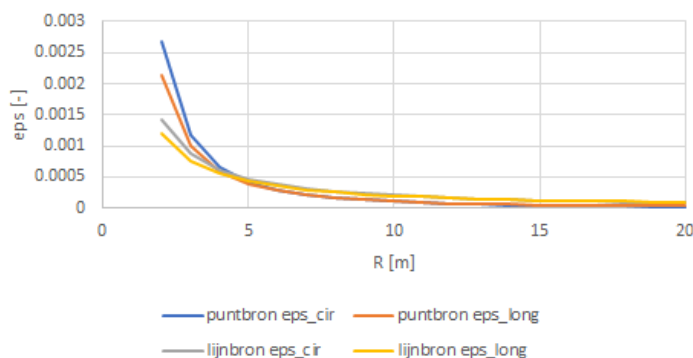
For these strain prediction equations

- ϵ_{cir} = maximum circumferential strain (in./in.)
- ϵ_{long} = maximum longitudinal strain (in./in.)
- n = equivalent energy release (nondimensional)
- W = total charge weight of point source (lb)
- E = modulus of elasticity (psi)
- h = pipe wall thickness (in.)
- R = distance between pipe and charge (ft)

Figuur B-5: Formules voor rekken, puntbron (Esparza et al 1981)

Invullen van de eerdere parameters geeft het volgende verband tussen afstand en rek:

rekken tgv explosie (Esparza et al 1981)



Figuur B-6: Rekken in belendende leiding als functie onderlinge afstand volgens formules (Esparza et al 1981)

Hieruit volgt dat de optredende rekken zelfs op korte afstand klein zijn, bij een onderlinge afstand van meer dan 3 m zijn de extra rekken minder dan 0,1%.

B.4.4 Beoordeling resultaten

Voor het beoordelen van deze resultaten zal aangegeven moeten worden bij welke spanningsverhoging of bij welke rek er sprake is van bezwijken van de naastliggende leiding. Daarbij is de maat niet zozeer het bereiken van de vloeispanning maar het bereiken van de breukrek.

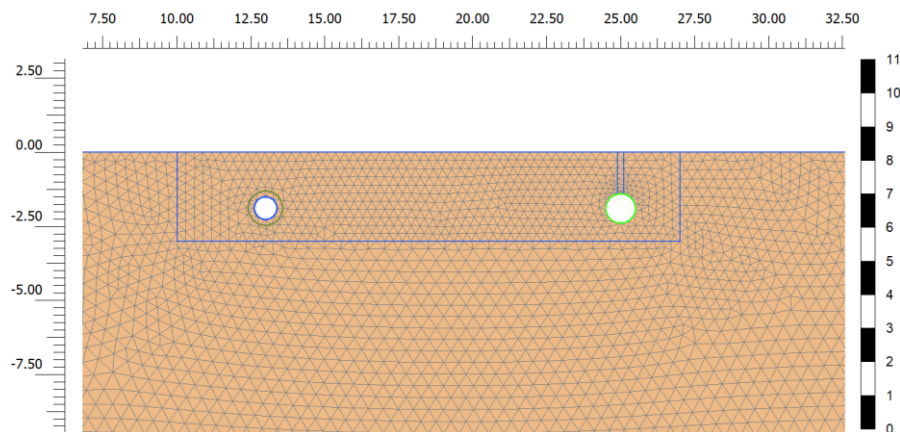
De breukrek van St52 (huidige aanduiding S355) is 22% (bron: <https://wetenschap.infonu.nl/techniek/116722-st-52-3-eigenschappen-en-toepassingen.html>).

Op $R = 10$ m is de spanningstoename ongeveer 50 N/mm^2 . Voor St52 is de vloeigrens 355 N/mm^2 . Voor de treksterkte wordt $470 - 630 \text{ N/mm}^2$ genoemd. Als het verschil tussen treksterkte en vloeigrens als marge in de sterkte wordt gezien leidt een spanningstoename van minder dan 115 N/mm^2 niet tot breuk. Daarmee is er voor afstanden groter dan 6 m geen sprake van bezwijken van de naastliggende leiding.

B.5 EEM berekeningen

Ter vergelijking zijn tevens een aantal berekeningen met PLAXIS gemaakt. Het doel daarvan is controleren of de resultaten volgens Esparza realistisch zijn.

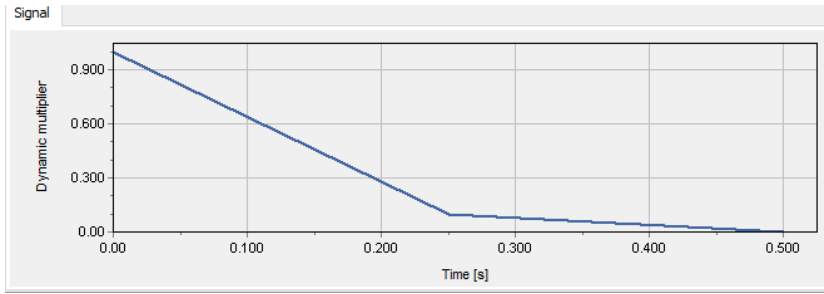
In de berekeningen is uitgegaan van een 2D geometrie zodat in feite de situatie van een lijnbron wordt gemodelleerd. De gebruikte geometrie is weergegeven in Figuur B-7. De onderlinge afstanden tussen de leidingen is $R = 12$ m.



Figuur B-7: Geometrie EEM berekening

De openbarstende leiding is gemodelleerd met een membraam (plaat met lage buigstijfheid) met een inwendige druk van 6000 kPa . Op $t = 0$ is een klein stukje van de membraam gedeactiveerd. Tevens is er een kleine spleet boven de leiding aangebracht zodat de grond hier makkelijk kan vervormen.

Voor het drukverloop binnen de membraam is enigszins arbitrair het in Figuur B-8 weergegeven verloop verondersteld:



Figuur B-8: Drukverloop in membraam

De leidingwand van de tweede leiding is gemodelleerd als elasto-plastisch.

De berekeningen zijn als 'kleine vervorming' berekeningen uitgevoerd. Gezien de grote vervormingen ter plaatse van de openbarstende leiding zou gebruik van de optie 'updated mesh' voor de hand liggen, maar daarbij bleken er numerieke problemen op te treden. Voor de randen zijn de standaard randvoorwaarden gebruikt, er is geen viskeuze randvoorwaarde gebruikt.

Voor de grond zijn twee materiaalmodellen gebruikt, het Mohr-Coulomb (MC) model en het Hardening Soil (HS) model. De parameterkeuze is een eerste inschatting.

Het resultaat de berekeningen is het maximum moment en de maximum normaalkracht in de leidingwand. Daarmee kan vervolgens de spanning in de leidingwand worden berekend volgens

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$

Het maximum buigend moment en de maximum normaalkracht in de leidingwand van de naastliggende leiding, zoals volgt uit de PLAXIS berekening, is weergegeven in Tabel B-1. Tevens is in deze tabel de hiermee berekende ringspanning in de wand weergegeven.

Tabel B-1: Resultaten PLAXIS berekening, R = 12 m

run	P [bar]	Grondmodel	M [kNm/m]	N [kNm/m]	Sigma [N/mm ²]	opmerking
	4	MC	1.12	168.7	37	
	4	HS E _{ref} = 15000	3.44	146.8	90	
	4	HS E _{ref} = 5000	3.06	154.8	81	
	40	MC	1.38	1558	130	
	40	HS E _{ref} = 15000	3.7	1536	183	
	40	HS E _{ref} = 5000	3.3	1544	174	
	0	MC	1.13	42	29	
	0	HS E _{ref} = 15000	3.46	55	85	
	0	HS E _{ref} = 5000	3.03	59	75	
	40	MC	1.39	1567	131	Leiding gevuld met volume-elementen
	40	HS E _{ref} = 15000	3.65	1545	182	
	40	HS E _{ref} = 5000	3.31	1533	173	
	40	MC	1.44	1557	131	Nulstap
	40	HS2	3.28	1545	173	

Het volgende wordt geconstateerd:

- De interne druk in belendende leiding heeft praktisch geen invloed op het maximum moment.
- Er is een verschil tussen de resultaten met het MC en HS model. onduidelijk is waardoor dit verschil ontstaat, in de wetenschap dat de verandering van de E_{ref} waarde nauwelijks invloed heeft.
- De stijfheid van de grond lijkt, binnen de gebruikte variatie, nauwelijks invloed te hebben op het resultaat
- Er is geen verschil tussen de situatie waarin in de belendende leiding alleen een druk wordt opgelegd en die waarin er tevens een 'vloeistof' als vulling wordt meegenomen.
- De verandering van de spanning tov de nulstap is marginaal en eigenlijk verwaarloosbaar.

Op basis van de laatste bevinding kan worden geconcludeerd dat bij een onderlinge afstand van 12 m de schokgolf praktisch geen invloed heeft op de spanningen in de naastliggende leiding.

B.6 Conclusie

Er zijn geen eenduidige waarden voor de afstand waarop de schokgolf niet meer tot bezwijken van de naastliggende leiding kan leiden. De formules in NEN-3651 geven wel een 'veilige' afstand, maar er is niet aangegeven welke faalkans daarbij hoort.

Op basis van de beperkte empirische data uit de literatuur concluderen sommige onderzoekers dat een veilige afstand 10 m is. De beschikbare database is echter te beperkt om zo'n conclusie met stelligheid te trekken.

Wel lijkt te mogen worden geconcludeerd dat er buiten de kraterafmetingen geen domino-effecten door een schokgolf mogelijk zijn. Dat betekent impliciet dat de afstand waarop de schokgolf nog falen van de naastliggende leiding kan veroorzaken kleiner is dan de kraterstraal. Dit is in lijn met de constatering van Silva (2016) dat alleen als beide leidingen in dezelfde krater liggen er mogelijk sprake is van domino-effecten.

C Kraters voor de A524 en A533 leidingen

C.1 Inleiding

In deze bijlage worden de berekeningsresultaten gegeven voor de erosiekraters bij volledige breuk in de 48" gastransportleidingen A524 en A503, ter plaatse van de Waaldijkkruising in het dijktraject Wolferen-Sprok.

De berekeningsmethode is gebaseerd op modelproeven op vochtig en droog zand (WL, 1972). Een vereenvoudigde rekenmethode wordt beschreven in NEN-3651:2012 en later. Er is voor dit project een tijdsafhankelijke berekeningsmethode toegepast, gebaseerd op het explosieve karakter van de gasuitstroming (WL, 1991, Deltares, 2010). Hiervoor is door de Gasunie een dynamische berekening van de gasuitstroming van de betreffende leiding uitgevoerd voor een volledige breuk ter plaatse van de Waaldijkkruising. Deze methode leidt tot aanzienlijk kleinere kraterafmetingen dan volgens de vereenvoudigde methode.

C.2 Eenvoudige methode

De resultaten van de berekening volgens de vereenvoudigde methode zijn opgenomen in Tabel C-1. De berekening is conform NEN-3651 Bijlage A.1 voor een volledige breuk of afschuiving met maximale stationaire uitstroming. Voor de tijdsduur wordt aangehouden 2 uur zoals aangegeven in de NEN.

Er wordt uitgegaan van een gronddekking van 1,40 m. De grondsoort bestaat uit zandige klei.

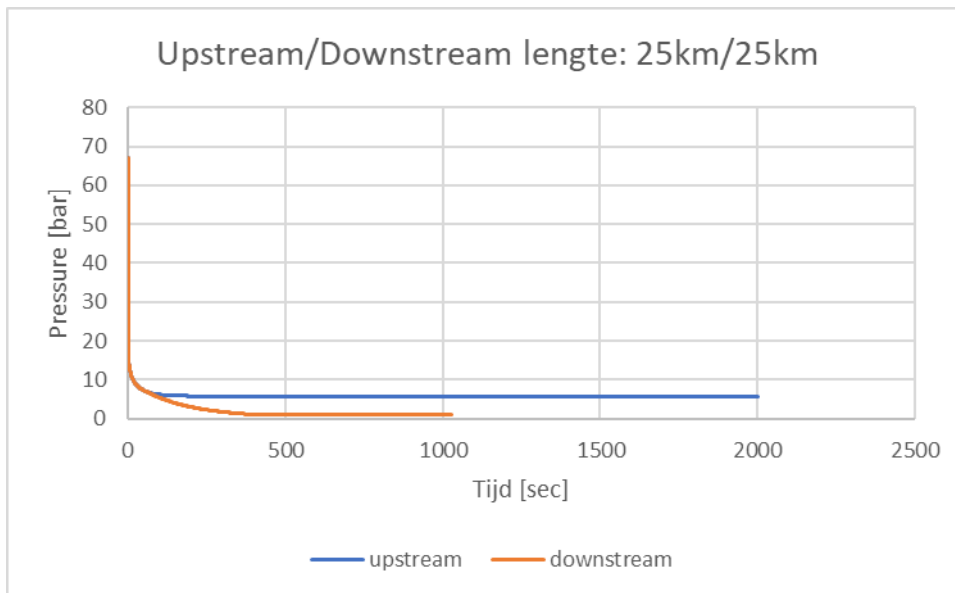
Tabel C-1: Berekeningsresultaten kraterafmetingen volgens eenvoudige methode

A524 / 503 48" gasleidingen		
Gegevens gasleiding		
Leidingdiameter uitwendig D	1,219	m
Leidingdiameter inwendig / gatdiameter	1,159	m
ontwerpdruk p	67	bar
gronddekking h	1,40	m
Ontgrondingskrater		
R(w) vochtig zand of teelaarde	0,025	
Kuildiepte	3,35	m
Leiding / Gatdoorsnede A_{buis}	1,055	m ²
dichtheid gas omgevingsdruk	0,833	kg/m ³
Berekening		
p_0 dichtheid gas in buis	55,81	kg/m ³
max snelheid $v_1 = u^*$ geluidssnelheid	370,2	m/s
p^*	36,2	bar
ρ^*	35,13	kg/m ³
transport Q theoretisch maximaal	13722	kg/s
Impulsflux I	8790	kN
tijdsduur t	7200	s
erosiekuilstraal L	41,4	m

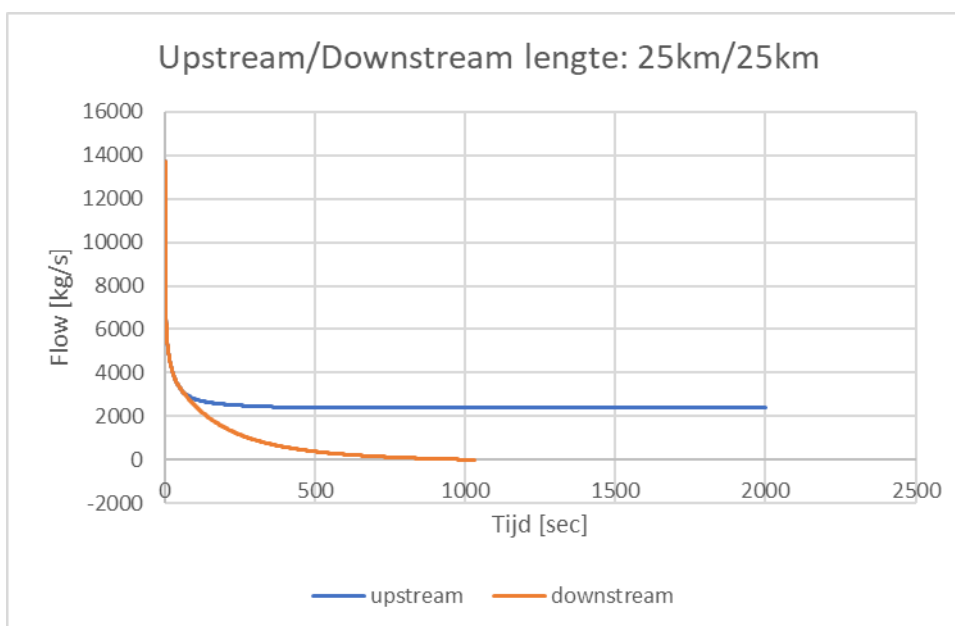
De totale kuilafmetingen bij tweezijdige uitstroming zijn dan 82 m x 41 m x 3,35 m, waarbij de kuilafmeting dwars op de uitstroomrichting ongeveer gelijk is aan de halve lengte.

C.3 Dynamische uitstromingsberekeningen

Gasunie heeft voor het huidige project berekeningen gemaakt voor de druk en de gasuitstroming bij volledige breuk op verschillende locaties van de A524 / A503. Voor de Waaldijkkruising is een afstand van 25 km relevant. Figuur C-1 geeft de druk in de bovenstroomse (noordelijke) en de benedenstroomse (zuidelijke) zijde van de leiding en Figuur C-2 de gasuitstroom als functies van de tijd vanaf breuk. Kenmerkend is dat de druk en het transport, aanvankelijk zeer hoog ook zeer snel afnemen. Na enkele minuten is de uitstroming van de benedenstroomse zijde al vrijwel tot 0 afgenomen, maar van de bovenstroomse zijde blijft een geringe maar constante flow aanwezig.



Figuur C-1: Druk in gasleiding bij breuk



Figuur C-2: Gasuitstroom gasleiding bij breuk

Omdat het niet goed mogelijk is de dynamische berekening ook voor de allereerste momenten na breuk uit te voeren, is voor de eerste seconde de druk in de leiding voorafgaand aan breuk aangehouden, dus de maximale bedrijfsdruk (67 bar) en voor de gasuitstroming de maximale stationaire waarde bij die druk, namelijk 13727 kg/s. Een dergelijke zeer grote maar zeer korte uitstroming heeft het karakter van een fysieke explosie,

we noemen dit daarom het explosiescenario, als tegenstelling tot het scenario met constante maximale uitstroming. Mogelijk dekt dit de nog in de NEN-3651 opgenomen formules voor fysische explosie van de leiding. Praktijkgevallen, voor zover beschikbaar, wijzen meestal ook op een relatief kortdurende kuilontwikkeling.

C.4 Berekening ontgrondingskuil bij een gapend lek

Uit het modelonderzoek kwam naar voren dat het erosieproces bij constante gasuitstroming geleidelijk plaatsvond en er niet direct sprake was van een stationaire situatie zoals bijvoorbeeld wel het geval was bij ontgroning bij perswaterleidingbreuk (WL, 1972). De kuildiepte was echter min of meer onafhankelijk van de gasuitstroming. De volgende formules zijn afgeleid.

Voor de kuildiepte η :

$$\begin{aligned} \eta &= 3D + \delta && \text{voor } w < 2\% \\ \eta &= 40R(w)D + \delta && \text{voor } 2\% < w < 5\% \\ \eta &= 1,6D + \delta && \text{voor } w > 5\% \end{aligned}$$

Waarin D de leidingdiameter, δ de gronddekking, $R(w)$ een grondeigenschap afhankelijk van het vochtgehalte w .

Voor de kuillengte L , gerekend vanaf de breuk in de richting van de straalstroming, is de volgende formule afgeleid:

$$L = R(w) \left\{ \frac{g}{\eta^2} \left(\frac{I}{\rho_{\text{omg}} \cdot g} \right)^3 t^2 \right\}^{1/8}$$

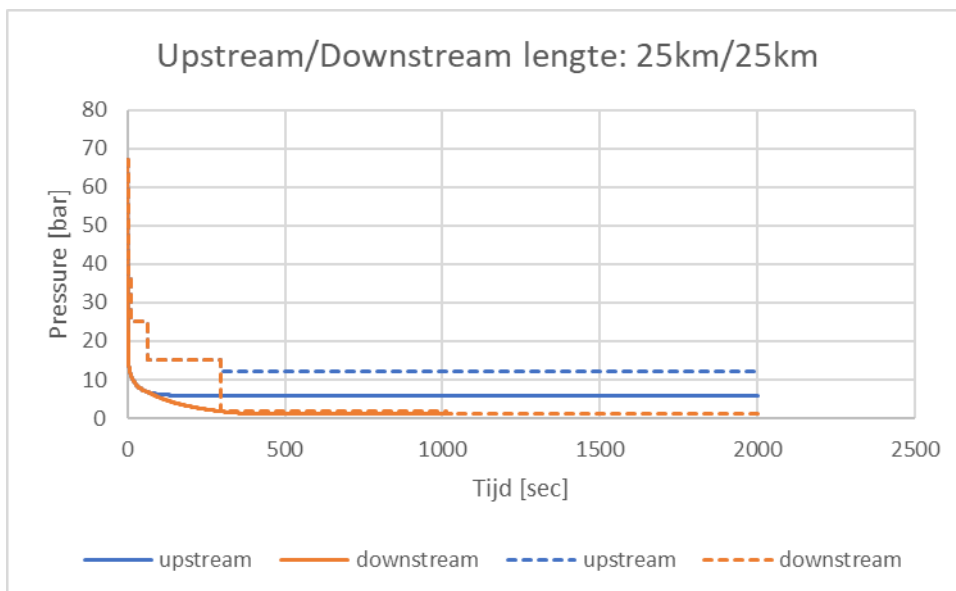
Waarin I de impulsflux van de gasuitstroming, t de tijd, g de zwaartekrachtversnelling, ρ_{omg} de dichtheid van het gas bij omgevingsdruk. De berekening van de flow / transport en de impuls van de gasuitstroming als functie van de druk in de leiding volgens de stationaire theorie staat beschreven in o.m. de NEN en in Deltares (2010).

$R(w)$ is een empirisch afgeleide grootheid op basis van de modelproeven. Voor nat zand ($w > 5\%$) en teelaarde wordt aangehouden een waarde van 0,025, zoals ook in de NEN vermeld. In klei of veen zijn indertijd geen modelproeven uitgevoerd, verondersteld wordt dat de ontgrondingskuilen in deze grondsoorten aanzienlijk geringer zijn dan in fijn zand, zodat de aangehouden waarden voor $R(w)$ conservatief zijn.

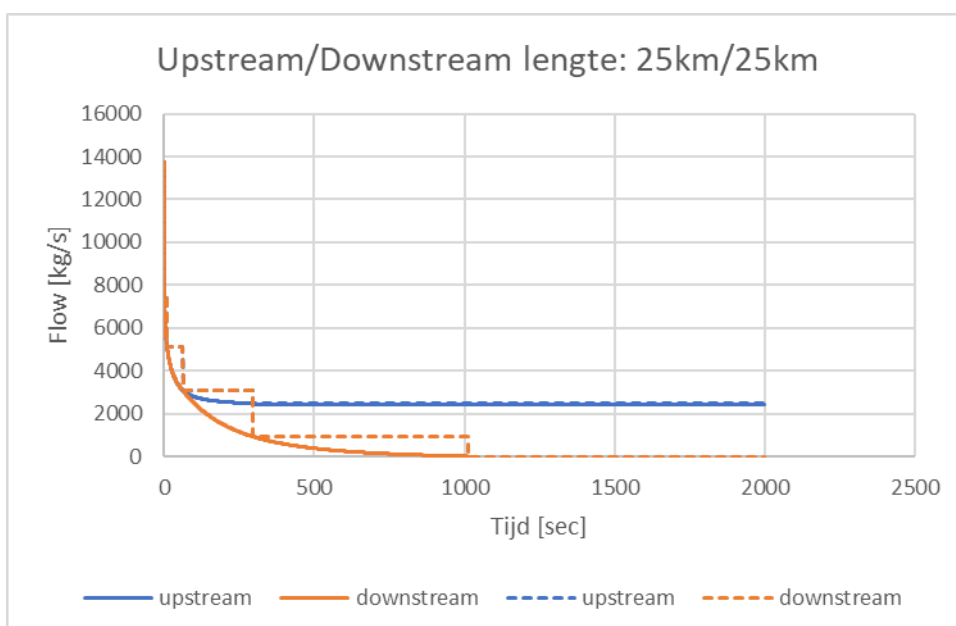
Indien de uitstroomflux in de tijd afneemt zal ook de groeisnelheid van de kuil afnemen. We kunnen dit berekenen door te veronderstellen dat dynamische of traagheidseffecten verwaarloosd kunnen worden (quasi-stationair) en dat de verdere kuilontwikkeling zich direct aanpast aan de veranderde gasuitstroom. De kuilontwikkeling kan dan stapsgewijs berekend worden volgens (WL, 1991; Deltares, 2010) met:

$$L_{i+1} = \left[(L_i)^4 + (R(w))^4 \left\{ \frac{g}{\eta^2} \left(\frac{I}{\rho_{\text{omg}} \cdot g} \right)^3 \right\}^{1/2} (t_{i+1} - t_i) \right]^{1/4}$$

De in Figuur C-1 en Figuur C-2 gepresenteerde verlopen zijn geschematiseerd tot een stapsgewijs afnemende druk en uitstroom, zie de gearceerde lijnen in Figuur C-3 en Figuur C-4. Daarbij zijn de drukken zodanig aangehouden dat de daarbij berekende stationaire gasuitstroom nooit lager is dan de dynamische berekening aangeeft. Dit is dus nog steeds een conservatieve schematisering.



Figuur C-3: Geschematiseerde druk in gasleiding bij breuk

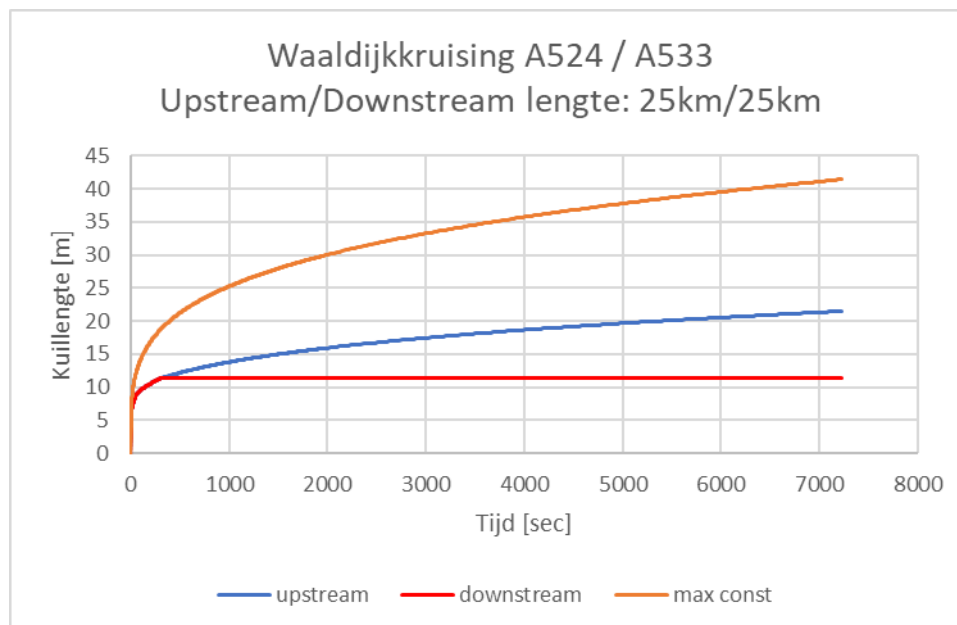


Figuur C-4: Geschematiseerde gasuitstroming in gasleiding bij breuk

Bij volledige breuk wordt aangenomen dat de pijpuiteinden tenminste 1 diameter verschoven zijn (misalignment), ofwel dat een zeker lengte van de pijp is weggeslagen, zodat er sprake is van vrije uitstroming naar beide zijden.

Vervolgens zijn de berekeningen geëxtrapoleerd naar een tijdsduur van 2 uur. Er is dus aangenomen dat in de bovenstroomse leiding de uitstroom constant blijft tot 7200 s en pas dan wordt afgesloten. De resulterende kuilontwikkeling is gegeven in Figuur C-5. Te zien is dat na 2 uur de kuillengte 41 m zou bedragen bij constante uitstroming, zoals eerder berekend, terwijl volgens het explosiescenario de kuillengte na 2 uur 11,5 m bedraagt aan de benedenstroomse zijde en 21,5 m aan de bovenstroomse zijde.

Volgens Gasunie is het redelijk om aan te houden dat bij een grote calamiteit na maximaal 1 uur de leiding volledig wordt afgesloten. Volgens het 'explosiescenario' bedraagt de kuillengte na 1 uur 11,4 m aan de benedenstroomse zijde en 18,2 m aan de bovenstroomse zijde. De kuil heeft dan een 8-vorm.



Figuur C-5: Berekende erosiekraterontwikkeling bij gasleidingbreuk. Rode lijn benedenstroomse zijde, blauw bovenstroomse zijde, beiden volgens explosiescenario. Oranje bij stationaire maximale uitstroming.

De totale kuilafmetingen bedragen dan 30 m x 15 m (gemiddeld) x 3,35 m.

C.5 Berekening ontgrondingskuil bij kleinere lekken

Voor een middelklein rond gat van $\varnothing 0,1$ m (7850 mm²) wordt de gasuitstroom 102 kg/s (conform NEN 3651). Gezien de lage waarde in vergelijking met het normale transport kan aangenomen worden dat daarbij de druk in de leiding niet afneemt en dat de uitstroom constant blijft. Een dergelijk gat aan de zijkant van de leiding bij een gronddekking van 1,4 m geeft na 1 uur een kraterdiameter van 5,5 m. Een gat van $\varnothing 0,04$ m (1250 mm²) geeft een uitstroom van 16 kg/s en na 1 uur een gatdiameter van 2,8 m. De kraterdiepte blijft 3,35 m. Als het gat aan de onder- of bovenzijde optreedt dan is de kuil natuurlijk kleiner en in het laatste geval ook minder diep. Er zal een zekere ondergrens zijn waarbij in het geheel geen krater meer ontstaat en het gas kan weglekken door de grond (sluipend gat), maar bij een grote transportleiding van 67 bar is dat toch minder waarschijnlijk.

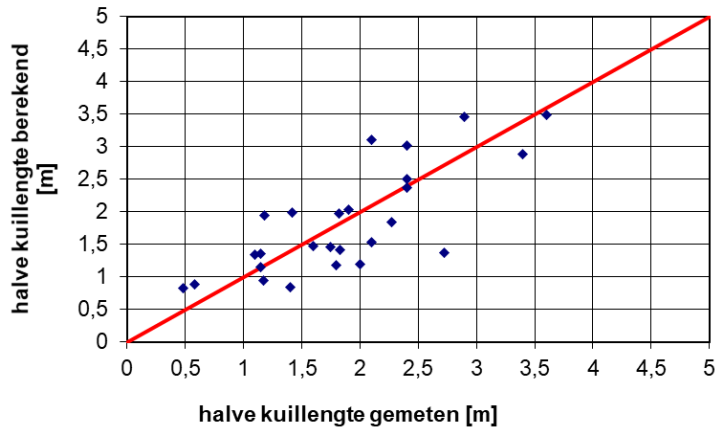
C.6 Onzekerheidsmarges in de berekening

De toegepaste berekeningsmethode is gebaseerd op interpretatie en extrapolatie van modelproeven in zand en teelaarde. Zowel deze berekeningsmethode als de bepalende parameters zijn onzeker. Tot de onzekere bepalende parameters behoren de eigenschappen en het vochtgehalte van de in werkelijkheid aanwezige grondsoort, de gronddekking, de locatie, de grootte en vorm van het gat bij leidingfalen, de initiële gasdruk en de tijdsafhankelijke gasuitstroom.

Het op basis van casuïstiek narekenen van verschillende incidenten, bij gangbare keuzes voor de rekenwaarden van de bepalende parameters, is in principe een geschikte methode om het conservatisme van de resulterende rekenwaarde voor de kraterafmeting te beoordelen. Dit is wel toegepast voor de rekenmethode voor perswaterleidingen, maar nog niet voor gastransportleidingen, omdat daarvoor weinig praktijkgevallen beschikbaar zijn.

Het narekenen van de modelproeven in zand (WL, 1972) met de afgeleide formule geeft een indruk van de afwijking ten opzichte van de modelproeven (Deltares, 2010), zie Figuur 19. De $R(w)$ waarden zijn afgelezen uit de grafiek zoals gegeven in NEN-3651 en Figuur 20. Te zien is dat de berekening een gemiddelde waarde levert met een behoorlijke spreiding, maar (althans voor zand) geen bovengrens.

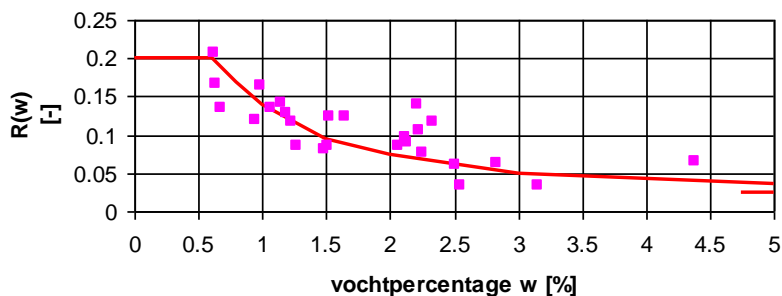
**Ontgronding bij gasleidingbreuk
modelmetingen WL 1971/1972**



Figuur 19 Berekende en gemeten kuilontwikkeling (proeven klein gat, vochtig fijn zand, kuilafmetingen na 1 uur).

Dit is ook te zien in de grafiek waarin de $R(w)$ waarden zijn gegeven op basis van de modelproeven (WL, 1972, 1991) en de daaruit afgeleide, in NEN-3651 gegeven grafiek, zie Figuur 20.

**Ontgronding bij gasleidingbreuk
functie $R(w)$**



Figuur 20 Geschematiseerde en berekende grondparameter $R(w)$ (proeven klein gat, vochtig fijn zand, kuilafmetingen na 1 uur).

Bij toepassing van de formule voor leidingen in zand zit dus geen ingebouwde veiligheidsfactor in de empirische constante $R(w)$, zoals bijvoorbeeld wel bij perswaterleidingen.

In de hier gebruikte tijdsafhankelijke formule zijn bovendien enkele conservatieve aannamen in de eenvoudige NEN formule losgelaten, waaronder de maximale stationaire uitstroming met maximale gatgrootte voor een onbeperkte tijdsduur (Pijpleidingcode, NEN-3651 voor 2012) of gedurende 2 uur (huidige NEN).

Bij de modelproeven is echter de meest kritische grondsoort gebruikt, namelijk droog of vochtig fijn zand en teelaarde, omdat daarmee een conservatieve benadering wordt verkregen bij toepassing in combinatie met de in de praktijk meer gangbare cohesieve grondsoorten zoals klei en veen.

Vanwege dit resterende conservatisme bij toepassing voor leidingen in cohesieve grond wordt daarom voornamelijk verondersteld dat met de tijdsafhankelijke formule nog steeds een bovengrenswaarde voor de kraterafmeting wordt gevonden die ruimschoots groter is dan de verwachtingswaarde plus één keer de standaardafwijking.

Evaluatie met praktijkgegevens (zoals beschikbaar bij TNO / Gasunie) wordt echter nadrukkelijk aanbevolen om dit te verifiëren. Ook aanvullend modelonderzoek met verschillende grondsoorten is daarvoor wenselijk. Gebaseerd op veldonderzoek kan vervolgens een meer geavanceerde analytische of numerieke rekenmethode worden opgesteld, waarin rekening met de verschillende aanwezige grondsoorten wordt gehouden.

C.7 Referenties

Deltares (2010), Berekeningsmethode ontgroning bij gasleidingbreuk - evaluatie NEN-3651, Mastbergen, D.R., Deltares, 1201743 (2010)

WL (1991), Ontgroning door gasleidingbreuk, herinterpretatie M1136, in opdracht van Gasunie, Mastbergen, D.R., Waterloopkundig Laboratorium Delft, J617, 1991

WL (1972), Ontgroning door gasleidingbreuk, verslag modelonderzoek, Os, A.G. van, Verbeek, P.R.H, Waterloopkundig Laboratorium Delft, M1136 (1972)

D Faalkans voor de A524 en A533 leidingen (TNO)

*Faalkansanalyse leidingen WoS, 48" A524 & A533. TNO rapport 060-48470-RE-001,
22 juni 2021*

TNO VERTROUWELIJK

**Buildings, Infrastructure &
Maritime**Stieltjesweg 1
2628 CK Delft
Postbus 155
2600 AD Delftwww.tno.nl

T +31 88 866 20 00

TNO-rapport**TNO 2021 R11227****Faalkansanalyse leidingen WoS
48" A524 & A533**

Datum	22 juni 2021
Auteur(s)	Dr.Ir. G.C.M. Gaal
Exemplaarnummer	
Oplage	
Aantal pagina's	42 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	1
Opdrachtgever	Stichting Deltares
Projectnaam	Faalkansanalyse K&L
Projectnummer	060.48470

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor opdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belanghebbenden is toegestaan.

© 2021 TNO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	3
2	Uitgangspunten	4
3	Algemeen Kader	5
3.1	Regelgeving	5
3.2	Het veiligheidsraamwerk voor kabels en leidingen	5
3.3	Leidingfalen volgens NEN3650	7
3.4	Leidingfalen in relatie tot hoogwater	8
3.5	Gegevens en modellen leidingberekening	9
3.6	Bepaling faalkansen samenvatting	9
4	Stappen in de bepaling van leidingfalen WoS	10
4.1	Beschikbare/benodigde gegevens en uitgangspunten	10
4.2	Indeling in faaloorzaken NEN en EGIG	11
4.3	Gegevens o.b.v. casuïstiek	11
4.4	Van generiek naar case specifiek	21
4.5	PLE - zettingsberekeningen o.b.v. NEN 3650/3651	28
5	Samenvatting en conclusies	29
6	Referenties	30
7	Ondertekening	32
	Bijlage(n)	
	A Beschouwing lekgrootte	

1 Inleiding

Dit concept rapport is opgesteld voor Stichting Deltares om de leidingfaalkansen te bepalen voor de 48" gasleidingen (A-524 en A-533) die de Waaldijk in dijkvak 217/218 kruisen. Dit onderzoek is een vervolg op het door TNO opgestelde rapport 'Faalkans leiding t.b.v. Referentieproject Wolferen-Sprok voor POV Kabels en Leidingen' [TNO(2020)].

De integrale faalkansanalyse waarvan dit rapport een onderdeel vormt wordt uitgevoerd door Deltares op basis van een generiek WBI-veiligheidsraamwerk [Deltares (2018a)]. Het onderhavige rapport betreft de werkzaamheden die TNO heeft uitgevoerd voor het onderdeel leidingfalen. Deze werkzaamheden betroffen:

- 1) Het bepalen van de faalkans van de leiding op basis van casuïstiek;
- 2) Correctie grote diameter;
- 3) Correctie o.b.v. Bevb¹;
- 4) Vaststellen gatafmetingen.

Leeswijzer

In hoofdstuk 2 worden de belangrijkste uitgangsdOCUMENTEN bij de analyse naar het leidingfalen gegeven. In hoofdstuk 3 wordt de aanpak van de faalkansbepaling in algemene zin toegelicht en in hoofdstuk 4 wordt specifiek het stappenplan uitgewerkt dat leidt tot de resultaten en faalkansschatting die in hoofdstuk 5 worden beschreven. Dit betreffen de volgende stappen:

- 1) Verzamelen beschikbare en benodigde algemene gegevens en uitgangspunten.
- 2) Maken van een indeling in faaloorzaken EGIG.
- 3) Bestuderen beschikbare en benodigde gegevens en bepalen faalkansen o.b.v. casuïstiek.
- 4) Aanpassen van de generieke faalkansen naar case specifieke faalkansen.

De opzet en uitwerking van de mate van schade aan een leiding is bepaald in overleg met Deltares, en ir. J. Spiekhout (zelfstandig consultant).

Voor de gegeven kruising worden de kansen op een gapend en een sluipend lek bepaald voor de periode van een jaar, waarbij de kans afhankelijk is van de locatie.

¹ Besluit externe veiligheid buisleidingen

2 Uitgangspunten

De uitgangspunten bij deze studie zijn in overeenstemming met de volgende documenten:

- Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) (met name Bijlage III bij de Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017), Min. I&M (2016).
- NEN 3650 serie voor beoordeling van kabels en leidingen (zie hoofdstuk 6 Referenties van de verschillende delen).
- Veiligheidsraamwerk voor beoordeling kabels en leidingen (ontwikkeld voor POV K&L): Generieke uitgangspunten als vertrekpunt voor nadere uitwerking in (pilot) projecten, Deltares (2018a).
- Methodiek "Falen waterkering als gevolg van falen pijpleiding", fase 1, TNO-rapport 2016 R11806, TNO & Deltares (2017).
- Hoofdrapport Deltares over faalkansanalyse leidingkruising Gasunie A505 in dijkversterking Wolferen - Sprok, [Deltares (2020)].

Bij de opzet van de bepaling van de faalkans van de gasleiding is in grote lijnen aangesloten bij:

- Faalkansanalyse parallelle waterleiding in dijkontwerp Zeeburgereiland, Deltares/POV K&L, [Deltares (2018b)].
- Faalkans leiding t.b.v. Referentieproject GoWa-Dunea voor POV Kabels en Leidingen/Deltares, [TNO (2019)].

3 Algemeen Kader

3.1 Regelgeving

De meeste buisleidingen moeten voldoen aan de eisen ten aanzien van externe veiligheid en milieu die worden gesteld in hoofdstuk 6 van NEN 3650-1 (Algemene eisen). Voor leidingen in en nabij waterstaatwerken gelden bovendien de aanvullende eisen in NEN 3651. In 2017 heeft de NEN 3650 serie een beperkte herziening gekregen.

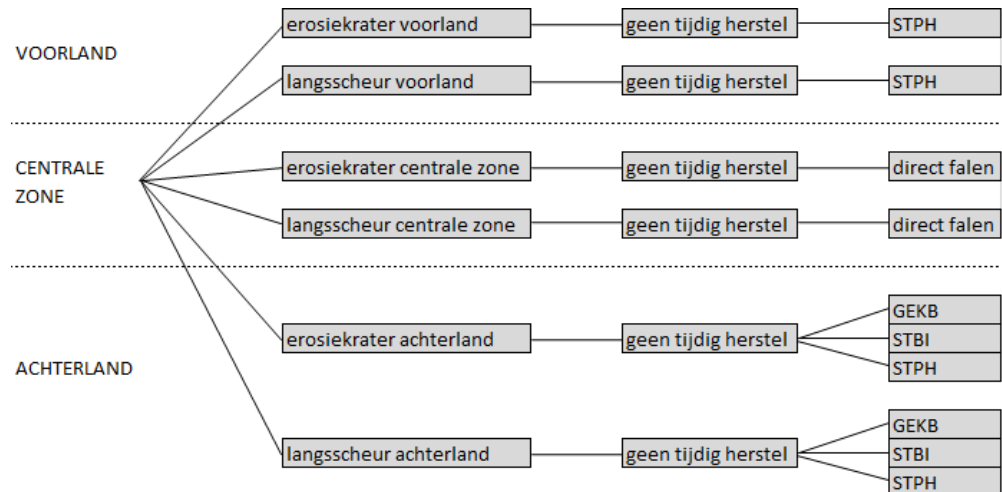
Voor de beoordeling van waterkeringen bestaat een wettelijk beoordelingsinstrumentarium (WBI) [Min.I&M (2016)]. Hierin zijn voorschriften opgenomen voor het beoordelen van de primaire waterkeringen. In de Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid, zijn de verschillende toetsproeven opgenomen. In hoofdstuk 25 staat het Toetsspoor Niet-waterkerende Objecten (NWO). Dit toetsspoor betreft de beoordeling van de invloed van niet waterkerende objecten op de mechanismen die leiden tot falen van de waterkering. Dit wordt een indirect mechanisme genoemd. Voor kabels en leidingen wordt in de regeling verwezen naar de NEN 3651 en de Leidraad Kunstwerken [TAW (2003)], die momenteel een revisie ondergaat tot Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken. Uit het WBI kan een maximaal aanvaardbare faalkans per mechanisme in een doorsnede worden afgeleid met behulp van een verdeling over de mechanismen. De beheerder van de waterkering mag echter per traject afwijken van de standaardverdeling die in het Ontwerpinstrumentarium en in het WBI wordt gegeven. Het huidige Toetsspoor NWO sluit echter (nog steeds formeel) niet goed aan op de overstromingskansbenadering en dat geldt daarmee ook voor kabels en leidingen.

De maximaal toegestane faalkans per hoogwater gedreven mechanisme in een doorsnede kan in het WBI worden gebruikt voor een semi-probabilistische of een probabilistische beoordeling.

Falen of bezwijken van een transportleiding zal niet altijd tot falen van de waterkering en tot een overstroming leiden. Daarvoor is nodig dat de schade die het falen van de leiding aanricht, door bijvoorbeeld een langzame, maar voortdurende lekkage, door een kortdurende erosie of een explosie, voldoende ernstig is. Verder moet ook sprake zijn van een hoogwater tijdens de gebeurtenis of in ieder geval voordat (provisoirisch) herstel van de waterkering heeft kunnen plaats vinden. Dit wordt verder uitgewerkt in de volgende paragraaf.

3.2 Het veiligheidsraamwerk voor kabels en leidingen

De generieke gebeurtenissenboom voor het beoordelen van een waterkering met invloed van een falende leiding en beschouwing van de gelijktijdigheid van leiding falen en hoogwater zien eruit zoals weergegeven in Figuur 3-1:



Figuur 3-1 Gebeurtenissenboom voor de dijkmechanismen stabiliteit binnentalud (STBI), stabiliteit piping/heave (STPH) en graserosie kruin en binnentalud (GEKB).

Bij falen van een gasleiding kunnen verschillende gebeurtenissen optreden. Daarom is van belang te weten of er sprake is van een stabiele breuk (een breuk, die niet verder groeit, waardoor er beperkte gevolgen voor de dijk zijn welke niet resulteren in het falen van de waterkering, zoals door een 'pin hole' of 'hole') of een instabiele breuk (een breuk, die onder de heersende belasting plotseling doorgroeit en die wel gevolgen voor de dijk heeft, zoals door een 'rupture'). Zie voor een duiding van stabiele en instabiele typen van lekkage bij omtreks- en langsscheuren Figuur 4-1 op pagina 14.

Hiervoor kunnen verschillende gebeurtenissenbomen worden samengesteld.

In een probabilistische overstromingskansbenadering wordt de kans op een overstroming voor een bepaalde periode (bijvoorbeeld een jaar) berekend met de volgende vergelijking:

$$P(\text{overstroming}) = P(\text{lek in leiding}) \times P(\text{schade aan kering} \mid \text{lek in leiding}) \times P(\text{hoogwater voor herstel}).$$

Bij de uitwerking van deze formule moet er rekening mee worden gehouden dat het falen van een kering via verschillende faalscenario's en mechanismen kan verlopen met elk hun eigen mate van beschadiging en hersteltijd; elk faalverloop kan dan worden voorgesteld door een afzonderlijke tak in de boom en de vergelijking wordt dan doorgerekend voor elke tak; aan het eind van de analyse worden de per tak berekende overstromingskansen bij elkaar opgeteld.

In dit rapport wordt een schatting gemaakt van de jaarkans van falen van de leiding ($P(\text{falen leiding})$) voor verschillende delen van de leiding op basis van NEN 3650 en beschikbare casuïstiek.

Opmerking 1:

Bepaald wordt dus de faalkans (dimensieloos) voor de periode van een jaar; men kan in dit verband ook spreken van een frequentie (dimensie [1/jaar]). In dit rapport komt ook net als in veel andere probabilistische verhandelingen de term "kans per

jaar” voor, hetgeen strikt genomen niet helemaal correct is. Hetzelfde geldt voor de uitdrukking “kans per km”. In feite is dit een kans voor een strekking van een km of een ruimtelijke frequentie met dimensie [1/km]. In dit rapport wordt echter eenvoudigheidshalve gewerkt met kansen per jaar en per km. De auteurs verwachten dat dat nergens tot misverstanden zal leiden.

Opmerking 2:

In de bovenstaande formule wordt een chronologische volgorde aangehouden waarbij eerst de leiding faalt, als gevolg daarvan de dijk beschadigd raakt en tenslotte voor het uiteindelijk herstel heeft kunnen plaatsvinden een zodanig hoogwater voorkomt dat inundatie optreedt. In de boom van Figuur 3-1 is de volgorde net even anders: na het falen van de leiding via een gat of lek wordt eerst de kans op optreden van een hoogwater voor het herstel verwerkt en pas daarna de kans dat de dijk faalt gegeven dat hoogwater. Bij de aangehouden schematisering is er geen verschil in eindresultaat. Voor verdere toelichting op de figuur wordt verwezen naar het hoofdrapport [Deltares (2020)].

Opmerking 3:

Voor dit leidingtype en in deze dijkconfiguratie zijn invloeden van buitenaf, corrosie, mechanische defecten, operationele fouten en grondbeweging de gebeurtenissen (oorzaken) die relevant geacht worden voor de dijkveiligheid. Deze gebeurtenissen gaan vooraf aan de primaire faalmechanismen in Figuur 3-1. Daarnaast is gekeken naar de omvang van de schade aan de leiding, zodat de gevolgen voor de dijk kunnen worden bepaald. Bij aardgasleidingen gaat het om de volgende gradaties: ‘pinhole’, ‘hole’ en ‘rupture’. De mogelijke gevolgschades voor deze case study zijn specifiek beschreven qua vorm, lengte en oppervlakte. Zie verder hoofdstuk 4.

3.3 Leidingfalen volgens NEN3650

Voor het falen van de leiding worden in overeenstemming met bijlage L van de NEN3650-1 de volgende faaloorzaken aangehouden:

- Ontwerpfouten in de constructie.
- Fouten tijdens de aanleg (waaronder constructiefouten en lasfouten).
- Operationele fouten (overschrijding ontwerpwaarden druk, temperatuur, wisselingen).
- Zettings- en zakkingsverschillen en grondvervorming.
- Beheerfouten (inspectie, onderhoud, zorgsysteem, o.a. niet goed functioneren en/of niet goed opvolgen van kathodische beschermingsmetingen).
- Bedreigingen vanuit de omgeving, bijv. te grote grondbelastingen door grondophoging naderhand of schade door graafwerkzaamheden van derden (abusievelijk contact met de leiding).
- Tijdsafhankelijke degradatie van het materiaal door inwerkingen van binnenuit en/of buitenaf (bijv. inwendige en/of uitwendige corrosie en erosie).
- Materiaalfouten (buismateriaal, verbinding, appendages, bekleding).

De NEN noemt niet specifiek als faaloorzaak grondvervormingen door hoogwater. In deze studie wordt dit expliciet gemaakt. Het is met name relevant voor de

bepaling van de kans op het optreden van hoogwater voor herstel heeft plaatsgevonden (zie hoofdstuk 3.4).

Een deel van de genoemde oorzaken, met name schade als gevolg van zetting van de ondergrond, kan rekenkundig worden behandeld. De andere oorzaken worden geacht afgedekt te worden via de gegevens volgend uit de casuïstiek, al dan niet gecorrigeerd voor de specifieke kenmerken van dit project.

In overeenstemming met NEN 3650-2, §7.6.2 zullen de volgende uiterste grenstoestanden als gevolg van zetting rekenkundig worden geanalyseerd:

- Openscheuren van de buiswand.
- Vervormingen.
- Verlies van evenwicht van de buisleiding of van de ondersteuning.
- (Sluipende) Lekkage anders dan door het openscheuren van de buis.

Hiermee samenhangend zullen de volgende (afgeleide) uiterste grenstoestanden worden onderzocht:

- Spanningen groter dan sterkte.
- Rekken groter dan rekapaciteit.
- Excessieve vervormingen door ovalisering/plooien/knik/implosie/plastisch bezwijken die plaatselijk leiden tot overschrijding van de rekapaciteit.
- Verplaatsingen onder invloed van de omringende grond of het omringende water, waardoor stromingen langs de buisleiding ontstaan (en er dus geen stabiele ligging meer aanwezig is).

De in NEN3650-2 verder genoemde grenstoestanden van wisselend vloeien, vermoeiing en resonantie worden geacht via de NEN3650/2 controles reeds voldoende te zijn afgedekt, terwijl de analyse voor indeuken/krassen en lekkage verloopt via de EGIG casuïstiek en Bevb-factoren.

3.4 Leidingfalen in relatie tot hoogwater

De hoogwaterstand is, zoals eerder vermeld, een relevante variabele in de sterkteberekening van de leiding. Als zodanig is het logisch dat deze wordt meegenomen. Omdat het hier een waterkering betreft is de gevoeligheid voor hoogwater van bijzonder belang. Bij falen gedurende hoogwater is er geen mogelijkheid tot een tijdig herstel. Naast invloed op de grondwaterstand geeft hoogwater ook aanleiding tot vervorming van het dijklichaam, resulterend in gronddrukken op de leiding [niet noodzakelijk (alleen) verticaal]. De invloed hiervan moet in de sterkteberekening worden meegenomen.

Bij een negatieve invloed van de grondvervormingen die optreden als gevolg van hoogwater op de toestand van de leiding dienen de faalpaden volgens het veiligheidsraamwerk te worden aangepast en dient in de bepaling van de faalkans van de waterkering rekening te worden gehouden met afhankelijkheid van hoogwater. Indien er geen negatieve invloed bij hoogwater wordt vastgesteld is aanpassing van de faalpaden volgens het veiligheidsraamwerk kabels en leidingen niet nodig. Voor verdere toelichting wordt verwezen naar het hoofdrapport [Deltares (2021c)].

3.5 Gegevens en modellen leidingberekening

Beschrijving van grenstoestanden en kwantitatieve modellen zijn overeenkomstig de NEN 3650-serie toegepast. Voor de stalen leiding, waarvan in dit project sprake is, zijn van toepassing NEN 3650-1 (Algemene eisen), NEN 3650-2 (Aanvullende eisen voor leidingen van staal) en NEN 3651 (Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken). Als aanvulling of alternatief voor formules worden in de NEN 3650 serie ook numerieke rekenmodellen beschreven. Tot de minimaal toe te passen berekeningsmodellen behoort een elastisch of elasto-plastisch balk- en beddingmodel voor de spanningen en vervormingen in een leiding die zowel wordt ondersteund door de grond als belast vanuit de grond. Hiervoor kan gebruikt worden gemaakt van het programma PLE en de schematisering als gekozen door ingenieursbureau r+k Consulting Engineers [r+k (2021a), r+k(2021b)].

De specifieke gegevens van de case die betrekking hebben op de nominale geometrie en materiaaleigenschappen van de dijk, de grondlagen, de leiding, de drukbeheersing in de leiding en de grond-leiding-interactie zijn aangeleverd door de opdrachtgever.

De (tijdsafhankelijke) zetting van grond, onder invloed van ophoging en andere belastingen, of voor drukstoten in leidingen is berekend door Deltares welke een voorwaarde zijn voor het mogen hanteren van de faalkans die in dit rapport worden afgeleid.

3.6 Bepaling faalkansen samenvatting

Voor de berekening van de faalkansen in de gebeurtenissenboom is samenvattend gebruik gemaakt van:

- Casuïstiek volgens EGIG voor olie- en aardgasleidingen.
- Aanvullende gegevens [Nederlandse Gasunie (2020a) en (2020b)].
- Uitgangspunten voor de berekening van de kansverdeling voor de verstoringszone in overeenstemming met bijlage A van de NEN 3651.
- Voorspellingen van de lekgrootte bij gasleidingen [Spiekhout (1991)].
- Uitgangspunten bij het opstellen van de NEN 3650 serie volgens [Guijt et al. (2000, 2003, 2004), TNO (2003) en Korff et al. (2001 en 2002)].

4 Stappen in de bepaling van leidingfalen WoS

4.1 Beschikbare/benodigde gegevens en uitgangspunten

De beschikbare/benodigde gegevens en uitgangspunten voor de leidingkruising in dijkversterking Wolferen – Sprok zijn opgenomen in diverse documenten en tekeningen [Deltares (2021a), Deltares (2021b), Gasunie (2020a), Gasunie (2020b), Gasunie (1978)]. Hieronder zijn enkele gegevens, die relevant zijn voor de faalkansbepaling in dit rapport, weergegeven.

Dijkvak 217 / 218

Leiding A524 en 533

Eigenaar	Gasunie
Diameter	uitwendige diameter 48" (1219mm)
Wanddikte	binnen dijkprofiel 30,0 mm Binnen veiligheidszone 25,0 mm Buiten veiligheidszone 15,58 mm en 18,32 mm Toleranties op gespecificeerde wanddikte 0,5 mm
Materiaal	X60 E42 (minimum waarde vloeigrens 412 N/mm ²)
Ontwerpdruk	6,62 MPa (66.2 bar (g)) Setpoint 1 ^e high pressure alarm 7,29 MPa (72,9 bar(g)) Setpoint 2 ^e high pressure alarm 7,48 MPa (74,8 bar(g))
Norm	De leiding is wat betreft sterkte ontworpen volgens de Pijpleidingcode Zuid-Holland.
Medium	Droog aardgas (volgens ISO 13686)
Aanlegjaar	1972

De afstand tussen beide leidingen in het dijkprofiel is tenminste 9,40m [Gasunie (1973)] De wanddikte van beide leidingen varieert in een aantal stappen (15,58, 18,32, 25 en 30mm) afhankelijk van de afstand tot de kruin van de dijk. De positie van de overgang van wanddiktes is in de onderstaande twee tabellen weergegeven.

Tabel 4-1 Verloop wanddiktes zoals vermeld op tekening A-524-KR-040, Beheerkaart leidingen 48" leiding Angerlo – Ravenstein III, revisie 13, 2020-07-28, Gasunie.

	Afstand [m]		Wanddikte [mm]
	t.o.v. midden kruin	t.o.v. scope grens	
Achterland			
Scope grens	-63,5	0	25
Wanddikte overgang	-43,3	20,2	25/30
Teen dijk	-31,5	32	30
Midden kruin dijk	0	63,5	30
Teen dijk	-55,19	8,31	30
Wanddikte overgang	44,3	107,8	30/25
Wanddikte overgang	147,5	211	25/18.32
Rivierzijde			

Tabel 4-2 Verloop wanddiktes zoals vermeld op tekening A-533-KR-040, Beheerkaart leidingen 48" leiding Zweekhorst – Ravenstein III, revisie 12, 2020-07-28, Gasunie.

	Afstand [m]		Wanddikte [mm]
	t.o.v. midden kruin	t.o.v. scope grens	
Achterland			
Scope grens	-89,6	0	15,58
Wanddikte overgang	-85,1	4,5	15,58/25
Wanddikte overgang	-43,7	45,9	25/30
Teen dijk	-20	69,6	30
Kruin dijk	0	89,6	30
Teen dijk	19,2	108,8	30
Wanddikte overgang	44,5	134,1	30/25
Wanddikte overgang	147,5	237,1	25/18,32
Rivierzijde			

4.2 Indeling in faalorzaken NEN en EGIG

In dit rapport wordt uitgegaan van de faalorzaken conform NEN 3650. Om aan te kunnen sluiten bij de indelingen zoals gehanteerd in verschillende databases verdelen we die als volgt onder in een vijftal categorieën (Tabel 4-3):

Tabel 4-3 Indeling in faalorzaken

Categorie	Omschrijving
External interference	Graafwerkzaamheden van derden ² (abusievelijk contact met de leiding)
Corrosion	Degradatie van het materiaal door inwendige en/of uitwendige corrosie Beheerfouten (inspectie, onderhoud, zorgsysteem, KB-systeem)
Mechanical defects	Materiaalfouten (buismateriaal, verbinding, appendages, bekleding), Ontwerpfouten in de constructie, Fouten tijdens de aanleg (waaronder constructiefouten en lasfouten), Beheerfouten (inspectie, onderhoud, zorgsysteem)
Operational error	Operationele fouten (overschrijding ontwerpwaarden druk, temperatuurwisselingen)
Ground movement	Zettings- en zakkingsverschillen, Horizontale druk bij hoogwater

4.3 Gegevens o.b.v. casuïstiek

Er zijn faalstatistieken beschikbaar voor aardgastransportleidingen in Europa (EGIG³). Voor buisleidingen respectievelijk inrichtingen zijn er van RIVM de Handleidingen Risicoberekeningen Bevb en Bevi⁴ [RIVM (2014 en 2015)]. Deze zijn gebruikt voor de bepaling van de reductiefactoren op de faalkans.

² Dit betreft alle grondroeractiviteiten. NB Voor een dijk kruising geldt dat de faalfrequentie door graafwerkzaamheden door derden veel geringer is dan voor een veldstrekking. Door de toegepaste reductiefactoren volgens Bevb wordt het aandeel nihil.

³ European Gas Pipeline Incident Data Group

⁴ Besluit externe veiligheid buisleidingen resp. inrichtingen

De faalstatistieken worden gesplitst naar faaloorzaak, zoals in Tabel 4-3 toegelicht. Er is onderzoek gedaan naar falen door 'ground movement'. De statistiek van het Department of Transportation in de Verenigde Staten laat zien dat gevallen van falen door 'ground movement' te koppelen zijn aan cases van aardverschuivingen (zie National Transportation Safety Board). Deze grondvervormingen bij aardverschuivingen zijn in veel gevallen aanzienlijk en komen als zodanig in Nederland niet voor.

4.3.1 *Faalfrequenties per oorzaak*

In de geraadpleegde databestanden zijn de volgende faalkansen (feitelijk faalfrequenties) per 1000 km per jaar gevonden:

Tabel 4-4 Incidenten leidingen per 1000 km per jaar

	EGIG
Cause	2007-2016
External interference	0,043
Corrosion	0,037
Mechanical defects (construction defects / material failure)	0,027
Operational error ⁵ (incl. Hot tap, made by error)	0,006
Ground movement ⁶	0,022
TOTAL	0,135

De getallen van EGIG zijn gebaseerd op aardgastransportleidingen gelegen in een groot deel van Europa, dus niet alleen Nederland.

Buisleidingen met wanddiktes groter dan 10 tot 12,5 mm waarbij het materiaal, met name de kerftaaiheid, voldoet aan de eisen uit NEN 3650-2, zijn afdoende kras – en doorpansbestendig. Met normale graafapparatuur zal zo'n leiding niet kapot te krijgen zijn. Dit is elders in de rapportages reeds genoemd en is gebaseerd op onderzoek door o.a. Gasunie, British Gas (nu National Grid), Gaz de France, EPRG en PRCl. De 25 en 30 mm buisdelen zijn daarbij "over-dik". De kans op optreden van scheuren in langsrichting zal dan ook veel kleiner zijn dan voor de betreffende diameterklasse in een veldleiding met veel minder wanddikte. De kansen voor deze faaloorzaak zoals volgend uit EGIG zijn daarom voor dit mechanisme in deze case te beschouwen als bovengrenzen.

Opgemerkt wordt, zoals ook eerder vermeld, dat het mechanisme 'ground movement' in deze statistieken betrekking heeft op met name leidingen in (berg)hellingen en niet op zettingen van de grond door bovenbelasting. Bij het optreden van grondvervormingen bij berghellingen zijn de vervormingen in veel gevallen aanzienlijk, zodat gekozen wordt voor belastinggestuurde berekening. Bij zettingen in Nederland zijn de grondvervorming relatief gering, zodat veelal gekozen wordt voor een vervorminggestuurde berekening (alleen bij grotere

⁵ Hot tap is de methode om verbinding te maken met bestaande leidingen zonder dat gedeelte van de leiding te onderbreken of leeg te maken. Hot tap is in feite geen 'operational error', maar zou eigenlijk bij 'external interference' horen (beschadiging van buitenaf door derden)

⁶ Komt in Nederland eigenlijk niet voor, behalve in de vorm van zettingen (geringe omvang, geleidelijk proces en voorzien in ontwerp).

zettingen wordt ook in Nederland van een belastinggestuurde situatie uitgegaan). Door de verschillen in typen grondvervormingen is de statistiek minder relevant (zie ook voetnoot 6). Dit geldt dus ook voor de leiding in de beschouwde dijkkruising. Op basis van de berekende staalspanningen ten gevolge van zettingen voor leidingen A505 en A507 heeft Deltares de verwachting uitgesproken dat de staalspanningen voor leidingen A524 en A533 onder de volgens de NEN3650 toelaatbare staalspanningen blijven waarmee de additionele leidingfaalkans ten gevolge van zetting beperkt blijft. De faalfrequenties uit EGIG kunnen daarom ook voor deze studie als bovengrenzen worden beschouwd.

De faalkans van de leiding(en) door secundaire vervormingen is bepaald in rapportage Deltares (2021c). Voor het geval van leidingfalen ten gevolge van diepe glijvlakken niet acceptabel blijkt te zijn, worden mitigerende maatregelen voorgesteld in het genoemde rapport. Ook vanuit die mechanismen is er dus geen reden de gegeven faalfrequenties aan te passen.

4.3.2 *Faalfrequenties per oorzaak per lekgrootte*

Daarnaast is gekeken naar de omvang van de schade aan de leiding, zodat de gevolgen voor de dijk kunnen worden bepaald. In praktijk van aardgasleidingen gaat het om de volgende lekafmetingen: 'pinhole', 'hole' en 'rupture'.

Tabel 4-5 Faalfrequentie per 1000 km per jaar per oorzaak en lekgrootte EGIG (2007-2016)⁷

Oorzaak Lekgrootte	External interference	Corrosion	Mechanical defects	Hot tap made by error	Ground movement	Other and unknown
Rupture	0,0058	0,0000	0,0022	0,0000	0,0065	0,0007
Hole	0,0195	0,0007	0,0014	0,0014	0,0079	0,0014
Pinhole/crack	0,0166	0,0353	0,0224	0,0043	0,0065	0,0123
Unknown	0,0007	0,0014	0,0007	0,0000	0,0014	0,0007
Total	0,0426	0,0374	0,0267	0,0057	0,0223	0,0151

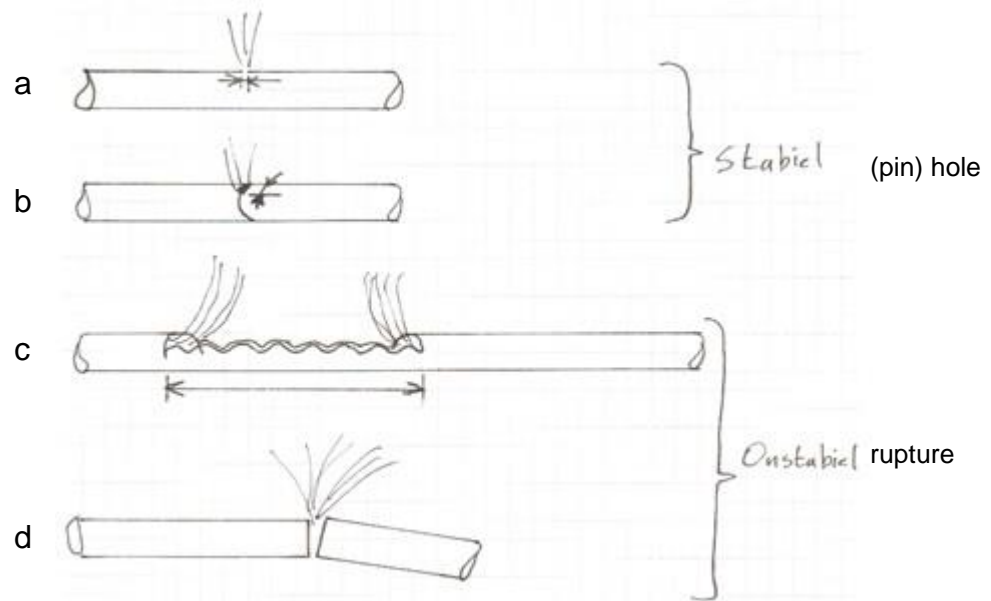
4.3.3 *Schade aan een leiding*

In EGIG worden de lekgroottes – of eigenlijk soorten initiële schade – geclassificeerd als 'rupture', 'hole' of 'pinhole/crack'. Voor de vervolgschade aan de dijk is het van belang te weten of er sprake is van een stabiele breuk (beperkte gevolgen voor de dijk door een 'pin hole' of 'hole') of een instabiele breuk (wel gevolgen voor de dijk door een 'rupture').

Een specifiek geval van een 'rupture' (conform type c of d in Figuur 4-1) is een explosie of een erosiekrater (bijvoorbeeld door een guillotine breuk). Vanwege het verschil in vervolgschade zijn de mogelijke schades voor deze case study specifiek beschreven qua vorm, lengte en oppervlakte. Dit is gedaan op basis van breukmechanica, zie hiertoe [Spiekhout (1991)].

De vorm van de vervolgschade door leidingfalen hangt af van het lektype en de lekgrootte. In Figuur 4-1 worden de verschillende gevallen weergegeven.

⁷ Tabel 4-4 en Tabel 4-5 zijn overgenomen uit EGIG (2018). Het verschil tussen de tabellen is de categorie 'Unknown', waardoor een verschil in faalkans (0,14 resp. 0,15.). In dit rapport wordt de categorie 'Unknown' verder niet meegenomen.



Figuur 4-1 Type lek afhankelijk van lekgrootte.

De specifieke vorm en grootte van de initiële schade hangt af van de oorzaak van de schade en bepaalt of er scheurvorming optreedt in de langsrichting (type a en c) of omtreksrichting van de pijp (type b en d).

De kernvraag is of een plotseling gapend lek kan ontstaan en wat het oppervlak is van de lekopening. Het gaat daarom zowel om de vraag of ten gevolge van de inwendige druk een plotseling gapend lek kan ontstaan of dat een gapend lek kan ontstaan bij uitwendige krachten.

Met behulp van de breukmechanica kan inzicht in het bezwijkgedrag worden verkregen. In het verleden is veel onderzoek gedaan naar het barstgedrag, instabiele breuk, scheurpropagatie, scheurstop en lekgrootte van onder andere aardgas-transportleidingen en voor leidingwerk in nucleaire toepassingen. Dit alles biedt goede aanknopingspunten voor deze evaluatie. Mogelijke defectgroei ten gevolge van vermoeiing wordt niet beschouwd.

In bijlage A.1 zijn de benodigde breukmechanica-formules aangegeven met referenties wat betreft achtergronden. Met de gegeven formules kan de bezwijkspanning bij (plotselinge) instabiele breuk worden berekend. In bijlage A.2 worden de benodigde parameters aan de hand van de formules uit bijlage A.1 en de berekeningsresultaten vermeld. In bijlage A.3 wordt aandacht aan de scheurstopcapaciteit van de buisdelen besteed en aan de mogelijke scheurlengtes na instabiele breuk.

Materialen vanaf ca. 1972 bezitten betere taaiheidseigenschappen dan de materialen voor die datum en er worden betere materiaalkwaliteiten (soorten) geleverd [zie ook Niemeyer (2008)]. Voor buisdelen worden dan kerfslagwaarden geëist in termen van Charpy-V in plaats van DVM. Er wordt van uitgegaan dat voor de beschouwde leiding de kerftaaiheid van de 30 en 25 mm wanddiktes voldoet aan eis uit NEN 3651 (scheurstop met voldoende betrouwbaarheid binnen één buislengte) en de aansluitende zinker (18,32 mm) en de aansluitende veldleiding

(15,58 mm) voldoen aan de kerftaaiheidseis uit de NEN 3650-2. Dit wordt bevestigd in memo VA 21.0194 van 20 april 2021 van de Gasunie.

Voor de rondlassen wordt een conservatieve waarde voor de CTOD (Crack Tip Opening Displacement) van 0,075 mm aangehouden (zie bijlage A.1, ref. 6 Spijkhout (1988)).

Onderscheid moet worden gemaakt tussen inwendige druk (leiding als drukvat) en uitwendige belastingen (leiding als ligger in de grond).

Inwendige druk

De berekende scheurlengtes onder de aanname van plastisch bezwijken zijn voor de verschillende wanddiktes vermeld in Tabel 4-6.

Tabel 4-6 Maximale lengtes stabiele scheur bij de ontwerpdruk ingeval van plastisch bezwijken-48° - materiaal X 60

Wanddikte (mm)	Maximale lengte stabiele scheur (mm)	Ringspanning (N/mm ²)	Verhouding ringspanning/ minimum gespecificeerde rekgrens (-)
30,00	900	134	0,32
25,00	650	161	0,39
18,32	375	220	0,53
15,58	275	259	0,62

Een eventueel aanwezig groot defect vanuit de aanleg wordt bij de sterktebeproeving gedetecteerd. Dit betekent dat een groot defect zou moeten ontstaan in de operationele fase. Dit is alleen denkbaar vanuit een klein defect welke eerst zal leiden tot een klein lek welke in de tijd uit zou moeten groeien tot de lengte waarbij instabiele breuk optreedt, als die al op kan treden. Een corrosieplek is het meest waarschijnlijk. De afmeting zullen tot zo'n 10 mm tot 30 (maximaal 55) mm diameter bedragen. Zo'n corrosieplek zal niet tot instabiele breuk leiden. Alleen in geval van meerdere corrosieplekken in elkaars interactiegebied is dit denkbaar. Meerdere corrosieplekken bij elkaar zijn bekend uit de praktijk, zie Figuur 4-2. De afmeting van 900 mm en 650 mm is dan groot en zo'n clustering van corrosie zal zeker veel eerder bij de reguliere inspecties ontdekt moeten zijn. Het is dan ook zeer onwaarschijnlijk dat een cluster van corrosieplekken deze lengteafmeting bereikt.



Figuur 4-2 Bezweken cluster corrosieplekken, geen instabiele breuk [Macaw (2003)]

Uitwendige belastingen

Met name gaat het hier om de rondlassen, waarbij onontdekte koudscheuren aan de binnenkant aanwezig kunnen zijn (V-naad). De spanningen in langsrichting zijn hoofdzakelijk buigspanningen ten gevolge van zettingen. Er wordt vanuit gegaan dat een las (is overmatched in sterkte) maximaal de vloeispanning uit het buis-materiaal over moet kunnen brengen. Uitgaande van defectdiepte van 3 mm wordt een defectlengte >44 mm berekend nodig voor het ontstaan van lekkage.



Figuur 4-3 Gescheurde las ten gevolge van buigspanningen (uit presentatie Yong-Yi Wang van CRES)

In geval van afschuiving van de dijk, daar hoeft volgens de NEN 3651 geen rekening me gehouden te worden, is het denkbaar dat grotere trekkrachten optreden en de las geheel doen bezwijken. Dit is echter een belasting gestuurde situatie terwijl de situatie met zettingen grotendeels vervorming gestuurd is. In de vervorming gestuurde situatie zal niet echt plotselinge instabiele breuk optreden, maar zal dit meer in lijn met de zettingssnelheid zijn na overschrijden van een zekere grens wat betreft zetting.



Figuur 4-4 Gescheurde rondlas ten gevolge van grondverzakking door mijnbouw (ref. 9)

Grootte van de uitstroomopening

Wat betreft inwendige druk is in voorgaande de scheurlengte berekend. Kleinere lengtes zijn alleen denkbaar bij doorpensen van de wanddikte, wat bij de aanwezige wanddiktes onwaarschijnlijk is. Corrosie kan ontstaan van een klein lek uitgroeien tot een groter lek. De kritieke lengte voor een groot lek kan in dit geval alleen worden veroorzaakt door een cluster van corrosieplekken, hetgeen niet erg waarschijnlijk is. De uiteindelijke gecumuleerde kans moet overeenstemmen met de overeenkomende (lek-) kansen uit de leidingcasuïstiek voor defecten met een afmeting in langsrichting, zoals met name de incidenten met graafschade en die veroorzaakt corrosie.

Bij defecten in omtreksrichting kan de kleinste defectlengte, waarvan het meest waarschijnlijk defecttype een rondlasdefect betreft, worden berekend uitgaande van conservatieve materiaaleigenschappen voor de rondlassen in het betreffende materiaal. Verder speelt de belastingsituatie die bij zettingen, die overwegend vervormingsgestuurd zal zijn. Ook hier moet de uiteindelijke kans weer overeenstemmen met de gecumuleerde kans uit de leidingcasuïstiek voor defecten met een afmeting in omtreksrichting zoals incidenten met grondverschuiving en incidenten ten gevolge van aanleg (veelal lasfouten). Bij vervormingsgestuurd wordt op basis van expertview uitgegaan van een scheurlengte van ca. 600 mm met een maximum scheuropening van ca. 2 mm.

Bij corrosie is het gemiddelde gat in de orde van 20-30 mm (diameter), bij een scheur in omtreks-richting (bij de las) is dit 100 mm, maar bij de las is de breedte is veel minder (1-2 mm in geval van vervormingsgestuurd).

Bij optreden van een scheurtje in rondgaande richting zal dit een lasfout betreffen die bij het geleidelijk proces van zetting gaat openscheuren. Dit is een langzaam proces waarbij een klein lek langzamer groter wordt.

Scheurpropagatie

In zeldzame gevallen kan instabiele scheurgroei in lengterichting van de buis optreden. Als het materiaal voldoet aan de eisen gesteld in NEN3650/51 geldt dat een scheurstop optreedt binnen een enkele buislengte:

- voor de wanddiktes 30 mm en 25 mm met kans 95%;
- voor de wanddiktes 18,32 mm en 15,58 mm met kans orde 50%:

Wat betreft scheurstopeisen voldoen de sectie met 25 en 30mm wanddikte aan de scheurstopeis uit de NEN 3651. Een lopende scheur van buiten de kruising stopt dan in de 25 mm of 30 mm sectie binnen één buislengte. Voor het onverhoopte geval dat in de 25 of 30 mm een lopende scheur zou ontstaan (deze kans is nihil vanwege de grote berekende kritieke scheurlengtes voor instabiele breuk en de betreffende wanddiktes, zie ook onder "Overige overwegingen") is aan te nemen dat deze binnen één buislengte blijft. Het punt van scheurinitiatie zal ongeveer in het midden van de scheurlengte liggen (voor dit doel: scheur van een halve buislengte links en een halve buislengte van het initiatiepunt rechts). De wanddikte met bijbehorende kerftaaiheden en de ontwerpdruk zijn zodanig dat, praktisch gesproken, een scheur haast niet instabiel zal lopen. Daarom een lage scheursnelheid in tegenstelling tot een lopende scheur welke van buiten de kruising in loopt.

Binnen het veiligheidsraamwerk wordt de kraterberekening op semi-probabilistisch niveau uitgevoerd. Als input is voor niet dominante parameters een 95% fractiel een geschikte waarde. Voor de wanddiktes 30 en 25 mm geldt kan dan $L=12$ m worden aangehouden. Voor de wanddikten 18,32 en 15,58 mm wordt dit 60 m. Dit geldt voor de mechanismen lek door graafwerkzaamheden en lek door corrosie (instabiele breuk bij corrosie, zeker bij dikwandige buis, zeer onwaarschijnlijk).

Het meest waarschijnlijk is het fenomeen van een instabiele scheurgroei in langsrichting bij corrosie als bijvoorbeeld verschillende nabijgelegen corrosieplekken zich clusteren. Voordien moeten zulke plekken al bij inspectie gedetecteerd zijn. Bij de oorzaak hot tap is de kans op een groot lek klein, maar kunnen de gevolgen juist groot zijn zoals een aantal jaren geleden bleek bij een buis van Saudi Aramco (uitgeblazen stopple).

Conclusie

Voor de beschouwde leiding is, behoudens inwerking van buitenaf zoals bijvoorbeeld ten gevolge van graafwerkzaamheden of plotselinge afschuiving, plotselinge instabiele breuk onwaarschijnlijk. Plotselinge instabiele breuk zou bij deze leiding een grote (en diepe) aanwezige defectlengte vereisen (wanddikteafname door kras of corrosie). Vanuit de aanleg kan zo'n defect niet aanwezig zijn omdat deze zeker bij de sterktebeproeving gedetecteerd zou zijn. In de bedrijfsvoering fase kan zo'n defect ontstaan door groei vanuit een klein defect die in eerste instantie tot een klein lek zal leiden. Bij deze leiding is een plotseling gapend lek zonder inwerking van buitenaf alleen mogelijk door bezwijken van een rondlas. Het scenario van een groot cluster van corrosieplekken van de genoemde afmetingen is onwaarschijnlijk. Het bezwijken van een rondlas is in dit geval vervorming gestuurd en een ontstane lek zal langzaam groter worden groter worden in lijn met de zetting.

In de volgende tabellen worden de berekende lekgrootte oppervlakken voor de verschillende gevallen aangegeven.

Tabel 4-7 Lekgroottes wanddikte 30 mm

Oorzaak	Lekgrootte omschrijving	Type ⁸	Lekafmeting	A [mm ²]
Langsrichting				
Graafwerkzaamheden	Scheurtje (pin hole)	a	L<900mm	<7803
	Gat (hole)	a	L>900mm	< A(buis)
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<12m	2xA(buis)
Corrosie	Gaatje (pin hole)	a	D<20mm	<314
	Gat of cluster (hole)	a	L<900mm	<7803
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<12m	2xA(buis)
Fout bij hot tap	Scheur (pinhole/crack)	a	L<900mm	<7803
	Gat (hole)	a	20<D<55 mm	<2376
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<12 m	A(buis)
Omtreksrichting				
Defect / lasfout	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<45
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L<600 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)
Grondverzakking of zetting	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<45
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L>50 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)

Tabel 4-8 Lekgroottes wanddikte 25 mm

Oorzaak	Lekgrootte omschrijving	Type	Lekafmeting	A [mm ²]
Langsrichting				
Graafwerkzaamheden	Scheurtje (pin hole)	a	L<650mm	<3470
	Gat (hole)	a	L>650mm	< A(buis)
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<12m	2xA(buis)
Corrosie	Gaatje (pin hole)	a	D<20mm	<314
	Gat of cluster (hole)	a	L<650mm	<3470
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<12m	2xA(buis)
Fout bij hot tap	Scheur (pinhole/crack)	a	L<650mm	<3470
	Gat (hole)	a	20<D<55 mm	<2376
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<12 m	A(buis)
Omtreksrichting				
Defect / lasfout	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<29
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L<600 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)
Grondverzakking of zetting	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<29
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L>50 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)

⁸ Zie Figuur 4-1

Tabel 4-9 Lekgroottes wanddikte 18,32 mm

Oorzaak	Lekgrootte omschrijving	Type	Lekafmeting [m of mm]	A [mm ²]
Langsrichting				
Graafwerkzaamheden	Scheurtje (pin hole)	a	L<375mm	<995
	Gat (hole)	a	L>375mm	< A(buis)
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<12m	2xA(buis)
Corrosie	Gaatje (pin hole)	a	D<20mm	<314
	Gat of cluster (hole)	a	L<375mm	<995
	Breuk van meerdere pijplengtes (rupture) (95%)	c	L<60 m	2xA(buis)
Fout bij hot tap	Scheur (pinhole/crack)	a	L<375mm	<995
	Gat (hole)	a	20<D<55 mm	<2376
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<60 m	A(buis)
Omtreksrichting				
Defect / lasfout	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<22
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L<600 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)
Grondverzakking of zetting	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<22
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L>50 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)

Tabel 4-10 Lekgroottes wanddikte 15,58 mm

Oorzaak	Lekgrootte omschrijving	Type	Lekafmeting [m of mm]	A [mm ²]
Langsrichting				
Graafwerkzaamheden	Scheurtje (pin hole)	a	L<275mm	<522
	Gat (hole)	a	L>275mm	< A(buis)
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<60m	2xA(buis)
Corrosie	Gaatje (pin hole)	a	D<20mm	<314
	Gat of cluster (hole)	a	L<275mm	<522
	Breuk van meerdere pijplengtes (rupture) (95%)	c	L<60m	2xA(buis)
Fout bij hot tap	Scheur (pinhole/crack)	a	L<275mm	<522
	Gat (hole)	a	20<D<55 mm	<2376
	Breuk (rupture) (95%)	c	L<60m	A(buis)
Omtreksrichting				
Defect / lasfout	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<20
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L<600 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)
Grondverzakking of zetting	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<20
	Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L>50 mm	<1200
	Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)

4.4 Van generiek naar case specifiek

Om verschillende redenen kunnen de generieke faalkansen meer of minder geschikt zijn voor toepassing in deze case study. Een aantal redenen is al in paragraaf 4.3 genoemd. In deze studie worden de generieke kansen vaak (gemotiveerd) als bruikbare bovengrenzen beschouwd. Er zijn twee uitzonderingen. De eerste is dat we in deze case te maken hebben met grote diameters en daarvoor zijn de faalfrequenties aanzienlijk lager dan voor kleinere. Daarnaast geldt dat in de gebruikte statistiek geen enkele gebeurtenis zit van een falende leiding in (of nabij) een dijk. Dit betekent dat de waarden in Tabel 4-4 en Tabel 4-5 voor onze case vermoedelijk conservatief zijn. Ook hebben waterschappen een Keur. Dit maakt dat werkzaamheden aan een leiding in een waterkering vergunningplichtig zijn en alleen onder bepaalde voorwaarden (bijvoorbeeld buiten het gesloten (hoogwater)seizoen) mogen worden uitgevoerd.

Het is daarom zinvol hierop correcties aan te brengen, die ook nog per zone in de dwarsdoorsnede van de waterkering kunnen verschillen.

Bij de casuïstiek en bij de vertaling van generiek naar case specifiek wordt gebruik gemaakt van waarnemingen uit het verleden. Deze daarmee geschatte kansen worden gebruikt voor de periode van nu tot het zichtjaar. Er is natuurlijk geen garantie dat omstandigheden al die tijd vergelijkbaar zullen blijven. Om die reden is inspectie en regelmatige controle van groot belang (zie ook Bijlage F in TNO (2019)). In het bijzonder wordt hierbij gedacht aan corrosie en zettingen.

4.4.1 Correctie voor grote diameters

In EGIG worden faalfrequenties gegeven voor alle diameters tezamen, maar ook per diameter en lekgrootte. Deze tabel is hier weergegeven als Tabel 4-11.

Tabel 4-11 Secundaire faalfrequenties per diameter en lekgrootte uit EGIG (2007-2016)

Nominal diameter	System exposure [10 ⁶ km·jr]	Secondary failure frequency per 1000 km·jr			
		Unknown	Pinhole/crack	Hole	Rupture
diameter < 5"	0,141	0,014	0,376	0,071	0,057
5" ≤ diameter < 11"	0,336	0,006	0,134	0,06	0,018
11" ≤ diameter < 17"	0,224	0,009	0,054	0,04	0,013
17" ≤ diameter < 23"	0,15	0,007	0,053	0,02	0
23" ≤ diameter < 29"	0,144	0	0,084	0,021	0,021
29" ≤ diameter < 35"	0,09	0	0,022	0	0,011
35" ≤ diameter < 41"	0,147	0	0,007	0	0
41" ≤ diameter < 47"	0,058	0	0,017	0	0
47" ≤ diameter	0,096	0	0,01	0	0
TOTAAL			0,757	0,212	0,12

De beide aardgasleidingen A524 & A533 in dijktraject Wolferen-Sprok betreffen 48" leidingen en dus is de statistiek voor kleinere leidingen niet ter zake. Voor deze leidingafmeting alleen zijn echter te weinig gegevens beschikbaar. Daarom is

gekeken naar de groep leidingen met een diameter groter dan 17”⁹. Via weging naar exposure blijkt deze groep in totaal, maar ook per gatgrootte in de orde van een factor 3 lagere faalfrequentie te hebben dan het totaal (zie Tabel 4-12).

Tabel 4-12 Gewogen faalfrequenties voor grote diameters

Nominal diameter	System exposure [10 ⁶ km·jr]	Weighed secondary failure frequency per 1,000 km·jr			
		Pinhole/crack	Hole	Rupture	Total
diameter < 5"	0,141	0,053	0,010	0,008	0,071
5" ≤ diameter < 11"	0,336	0,045	0,020	0,006	0,071
11" ≤ diameter < 17"	0,224	0,012	0,009	0,003	0,024
17" ≤ diameter < 23"	0,15	0,008	0,003	0	0,011
23" ≤ diameter < 29"	0,144	0,012	0,003	0,003	0,018
29" ≤ diameter < 35"	0,09	0,002	0	0,001	0,003
35" ≤ diameter < 41"	0,147	0,001	0	0	0,001
41" ≤ diameter < 47"	0,058	0,001	0	0	0,001
47" ≤ diameter	0,096	0,001	0	0	0,001
TOTAL	1,386	0,098	0,033	0,015	0,145
TOTAL diameter ≥ 17"	0,685	0,036	0,009	0,006	0,051
Ratio		2,67	3,70	2,59	2,84

De waarden in de regels van bovenstaande tabel zijn bepaald door de ‘system exposure’ te vermenigvuldigen met de faalfrequentie uit Tabel 4-11, bijvoorbeeld voor leidingen met een diameter tot 5” is de gewogen faalfrequentie voor pinhole/crack: 0,053 = 0,141 * 0,376. De waarden in de regel TOTAL zijn bepaald door de waarden in de bovenliggende kolom op te tellen en te delen door het totaal van de kolom system exposure. Hetzelfde geldt voor de regel TOTAL diameter ≥ 17”, maar dan alleen voor de gearceerde cellen. De ratio wordt bepaald door de totalen te vergelijken (bijvoorbeeld pinhole/crack ratio: 2,67 = 0,098/0,036).

De beide aardgasleidingen A524 & A533 in dijktraject Wolferen-Sprok hebben vier wanddiktes namelijk 30, 25, 18,32 en 15,58 mm. De locaties van de overgangen van de wanddiktes zijn in Tabel 4-1 en Tabel 4.2 weergegeven.

Aangezien niet alle data in één tabel past, is er in dit rapport voor gekozen om de kans op schade weer te geven in Tabel 4-13 welke verkregen zijn uit tabel Tabel 4-5. De bijbehorende lekgroottes voor elk van de wanddiktes uit de Tabel 4-7, Tabel 4-8, Tabel 4-9 en Tabel 4-10 zijn samengevat in Tabel 4-14.

⁹ Over het algemeen geldt dat leidingen vanaf 18” gemaakt zijn van X60 of X70, terwijl leidingen kleiner dan 18” gemaakt zijn van staalsoort Grade B, hetgeen overeenkomt met X35 (wat een lagere gespecificeerde minimum rekgrens heeft) [Nederlandse Gasunie (2018)]. De staalkwaliteit X60 is vergelijkbaar met de staalkwaliteit van leidingen A524 en A533.

In Tabel 4-13 is de schatting van de faalfrequentie, uit Tabel 4-5 overgenomen in kolom 4. Kolom 5 geeft de waarde gecorrigeerd voor de grote diameter, zijnde de waarden van kolom 4 gedeeld door 3 overeenkomstig de berekening in Tabel 4-12. De kolommen 6 en 7 zijn expertschattingen op basis van ervaringen en statistiek voor de Nederlandse situatie. Vermoedelijk liggen de faalkansen van gasleidingen in Nederland inderdaad lager dan in andere landen (dus EGIG), omdat er een strenge wetgeving is voor Externe Veiligheid en deze ook goed wordt nageleefd. De verdere analyse in dit project is echter toch gebaseerd op kolom 5 (zijnde EGIG voor de periode 2007-2016 met een grote-diametercorrectie van een factor 3). Gezien de expertschattingen (vaak gebaseerd op interne bedrijfsstatistiek) kan deze keuze als conservatief worden aangemerkt.

Tabel 4-13 Faalfrequenties en faalfrequenties gecorrigeerd voor grote diameters.

	Oorzaak	Lekgrootte	Faalfrequentie /1000 km jr	Faalfrequentie / 1000 km jr grote diameters		
				EGIG gereduceerd met factor 3	expert schatting Gasunie (36", CF=0,65)	expert schatting DNV_GL
			EGIG (alle diameters)	EGIG gereduceerd met factor 3	expert schatting Gasunie (36", CF=0,65)	expert schatting DNV_GL
Langsrichting	Graafwerkzaamheden	Scheurtje (pin hole)	0,0166	0,006	0,002	0
		Gat (hole)	0,0195	0,007		0
		Breuk (rupture)	0,0058	0,002		0,002
	Corrosie	Gaatje (pin hole)	0,0353	0,012	0,001	0,008
		Gat of cluster (hole)	0,0007	0,000		0
		Breuk van meerdere pijplengtes (rupture)	0	0,000		0
	Fout hot tap	Scheur (pinhole/crack)	0,0043	0,001		0
		Gat (hole)	0,0014	0,000		0
		Breuk (rupture)	0	0,000		0
Omtreksrichting	Defect / lasfout	Scheurtje (pin hole)	0,0224	0,007		0
		Vervormingsgestuurde scheur (hole)	0,0014	0,000		0
		Belastinggestuurde breuk (rupture)	0,0022	0,001		0
	Grondverzakking of zetting	Scheurtje (pin hole)	0,0065	0,002		0
		Vervormingsgestuurde scheur (hole)	0,0079	0,003		0
		Belastinggestuurde breuk (rupture)	0,0065	0,002		0,002
TOTAAL			0,131	0,044	0,003	0,012

Tabel 4-14 Faalfrequenties en faalfrequenties gecorrigeerd voor grote diameters 30, 25, 18,32 en 15,58 mm

	Oorzaak	Lekgrootte	Wanddikte 30mm		Wanddikte 25mm		Wanddikte 18,32mm		Wanddikte 15,58mm	
			Lekafm.	A [mm ²]	Lekafm.	A [mm ²]	Lekafm.	A [mm ²]	Lekafm.	A [mm ²]
Langsrichting	Graafwerkzaamheden	Scheurtje (pin hole)	L<900mm	<7803	L<650mm	<3470	L<375mm	<995	L<275mm	<522
		Gat (hole)	L>900mm	< A(buis)	L>650mm	< A(buis)	L>375mm	< A(buis)	L>275mm	< A(buis)
		Breuk (rupture) (95%)	L<12m	2xA(buis)	L<12m	2xA(buis)	L<60m	2xA(buis)	L<60m	2xA(buis)
	Corrosie	Gaatje (pin hole)	D<20mm	<314	D<20mm	<314	D<20mm	<314	D<20mm	<314
		Gat of cluster (hole)	L<900mm	<7803	L<650mm	<3470	L<375mm	<995	L<275mm	<522
		Breuk (rupture) (95%)	L<12m	2xA(buis)	L<12m	2xA(buis)	L<60m ¹⁰	2xA(buis)	L<60m ⁹	2xA(buis)
	Fout hot tap	Scheur (pinhole/crack)	L<900mm	<7803	L<650mm	<3470	L<375mm	<995	L<275mm	<522
		Gat (hole)	20<D<55 mm	<2376	20<D<55 mm	<2376	20<D<55 mm	<2376	20<D<55 mm	<2376
		Breuk (rupture) (95%)	L<12 m	A(buis)	L<12 m	A(buis)	L<60m ⁹	A(buis)	L<60m ⁹	A(buis)
Omtreksrichting	Defect / lasfout	Scheurtje (pin hole)	L<50 mm	<45	L<50 mm	<29	L<50 mm	<22	L<50 mm	<20
		Vervormingsgestuurde scheur (hole)	L<600 mm	<1200	L<600 mm	<1200	L<600 mm	<1200	L<600 mm	<1200
		Belastinggestuurde breuk (rupture)	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)
	Grondverzakking of zetting	Scheurtje (pin hole)	L<50 mm	<45	L<50 mm	<29	L<50 mm	<22	L<50 mm	<20
		Vervormingsgestuurde scheur (hole)	L>50 mm	<1200	L>50 mm	<1200	L>50 mm	<1200	L>50 mm	<1200
		Belastinggestuurde breuk (rupture)	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)

¹⁰ Breuk van meerdere pijplengtes (rupture) (95%)

4.4.2 Correctie o.b.v. Bevb

In de Handleiding Risicoberekeningen Bevb¹¹ [RIVM (2020)] worden reductiefactoren benoemd, die in rekening mogen worden gebracht om te komen tot faalfrequenties voor toepassing in risicoberekeningen ter bepaling van de zogenaamde 10^{-6} risicocontour. Voor de gehanteerde correcties inclusief een korte motivatie zie Tabel 4-15

In Tabel 4-16 zijn de Bevb-factoren van Tabel 4-15 gecombineerd met de voor dit project gekozen faalfrequenties (EGIG 2007-2016 met diametercorrectiefactor 3) volgens kolom 5 uit Tabel 4-13. Het resultaat zijn twee kolommen faalfrequenties: een voor binnen de centrale zone en een bermzone. Dat is namelijk de technische zonerings-, waarmee in deze studie gewerkt wordt [Deltares (2020)]. Hierbij gaat het om het effect van schade op het waterkerend vermogen van de dijk. Administratief bestaan er ook andere termen en definities, zoals bijvoorbeeld keur en veiligheidszone, maar die hoeven hier niet precies mee samen te vallen.

¹¹ Besluit externe veiligheid buisleidingen

Tabel 4-15 Correctiefactoren voor faalkansen o.b.v. Bevb

Oorzaak	Factor	Motivatie
External interference	0,1	Volgens Bevb cluster 4 vormen dijklichamen een fysieke barrière op het maaiveld waarmee het duidelijk is dat graafwerkzaamheden niet mogen worden uitgevoerd, waarmee een correctiefactor van 0.1 van toepassing is. Bovendien wordt het algemeen aanvaard dat bij een wanddikte van groter dan 13mm geen beschadigingen meer plaatsvinden door graafwerkzaamheden plaatsvinden. De EGIG dat beschrijft de Europese casuïstiek van leidingfalen waar de Nederlandse situatie positief wordt beïnvloed door de methodiek van Klic meldingen. Het besluit externe veiligheid buisleidingen beveelt een correctiefactor aan van 0,1 voor de kans op leidingfalen in een dijklichaam, omdat het dijklichaam een dusdanig zichtbare barrière is dat het onwaarschijnlijk is dat ongewenste graafwerkzaamheden in een dijklichaam worden uitgevoerd. Daarmee lijkt de Klic melding geen extra reductie op te leveren van de faalkansen voor leidingfalen in een dijklichaam.
	1,0	Voor voor- en achterlandzone geen invloed, maar wel dijkomgeving (conservatieve factor gegeven dat dit waarschijnlijk nog steeds in de Keurzone is (Bebv Cluster 4)).
Corrosion	0,1	Interne corrosie speelt niet bij gasleidingen in Nederland (aardgastransportleidingen vervoeren zoet droog niet corrosief aardgas, dat voldoet aan ISO 13686). In de vergunning staat (of moet staan) dat deze alleen geldt voor droog niet corrosief aardgas wat voldoet aan ISO 13686. Volgens de Bevb mag gewerkt worden met een factor 0 in een dijk. Een fout is echter altijd mogelijk. Daarom is voor deze casus afgesproken conservatief te werken met een factor 0,1.
Mechanical defects	0,1	Alle materialen en met name lassen bij gastransportleidingen worden naast het normale constructietoezicht apart geverifieerd door een onafhankelijke instantie.
Operational error	1,0	Alle operationele fouten worden hieronder geschaard. Factor lijkt weinig effect te hebben. Daarom deze conservatieve aanname. Conservatief, want uit praktijk weinig of geen bezwijkgevallen bekend voor "Gasslag" of overdruk door falen overdrukbeveiliging. Ook worden in de NEN 3650 en 1594 eisen aan de overdrukbeveiliging gesteld en ligt er een sterk handhavingsregime op.
	0	Voor de centrale zone en bermzone, omdat Hot Tap, niet in een dijk wordt uitgevoerd.
Ground movement	1,0	In de beschouwde situatie zijn er geen grondverschuivingen te verwachten, wel zettingen. De niveau I PLE analyses tonen aan dat de spanningen in de buisleiding significant lager zijn dan de toelaatbare spanningen. De faalkansen voor zetting-geïnduceerde overschrijding van de leidingsterkte wordt daarom ingeschat als klein in vergelijking tot de EGIG faalfrequentie (zie 4.5). Daarom is een factor 1,0 aangenomen, welke een conservatieve aanname is.

Tabel 4-16 Faalfrequenties voor grote diameters gecorrigeerd o.b.v. Bevb

	Oorzaak	Lekgrootte omschrijving	Type	Wanddikte 30mm		Wanddikte 25mm		EGIG grote diam.	Factor Bevb		Resulterende faalfrequentie [per 1000 km jaar]	
				Lek-afmeting [m of mm]	A [mm ²]	Lek-afmeting [m of mm]	A [mm ²]	Faalfreq. [/1000kmjr]	Buiten centrale zone	Binnen centrale zone	Buiten centrale zone	Binnen centrale zone
Langsrichting	Graafwerkzaamheden	Scheurtje (pin hole)	a	L<900mm	<7803	L<650mm	<3470	0,006	1,0	0,1	5,5E-03	5,5E-04
		Gat (hole)	a	L>900mm	< A(buis)	L>650mm	< A(buis)	0,007	1,0	0,1	6,5E-03	6,5E-04
		Breuk (rupture) (95%)	c	L<12m	2xA(buis)	L<12m	2xA(buis)	0,002	1,0	0,1	1,9E-03	1,9E-04
	Corrosie	Gaatje (pin hole)	a	D<20mm	<314	D<20mm	<314	0,012	0,1	0,1	1,2E-03	1,2E-03
		Gat of cluster (hole)	a	L<900mm	<7803	L<650mm	<3470	0,000	0,1	0,1	2,3E-05	2,3E-05
		Breuk (rupture) (95%)	c	L<12m	2xA(buis)	L<12m	2xA(buis)	0,000	0,1	0,1	0,0E+00	0,0E+00
	Fout bij hot tap	Scheur (pinhole/crack)	a	L<900mm	<7803	L<650mm	<3470	0,001	1,0	0,0	1,4E-03	0,0E+00
		Gat (hole)	a	20<D<55 mm	<2376	20<D<55 mm	<2376	0,000	1,0	0,0	4,7E-04	0,0E+00
		Breuk (rupture) (95%)	c	L<12 m	A(buis)	L<12 m	A(buis)	0,000	1,0	0,0	0,0E+00	0,0E+00
Omtreksrichting	Defect / lasfout	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<45	L<50 mm	<29	0,007	0,1	0,1	7,5E-04	7,5E-04
		Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L<600 mm	<1200	L<600 mm	<1200	0,000	0,1	0,1	4,7E-05	4,7E-05
		Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)	0,001	0,1	0,1	7,3E-05	7,3E-05
	Grondverzakking of zetting	Scheurtje (pin hole)	b	L<50 mm	<45	L<50 mm	<29	0,002	1,0	1,0	2,2E-03	2,2E-03
		Vervormingsgestuurde scheur (hole)	b	L>50 mm	<1200	L>50 mm	<1200	0,003	1,0	1,0	2,6E-03	2,6E-03
		Belastinggestuurde breuk (rupture)	d	L>>50 mm	2xA(buis)	L>>50 mm	2xA(buis)	0,002	1,0	1,0	2,2E-03	2,2E-03

4.5 PLE - zettingsberekeningen o.b.v. NEN 3650/3651

De schattingen van EGIG met betrekking tot de faaloorzaak Ground Movement lijken (zoals eerder vermeld in 4.3) niet van toepassing voor de Nederlandse situatie. De statistiek is Europa-breed en wordt voor meer dan 90% beheerst door aardverschuivingen, zie EGIG (2018). In Nederland is dit niet aan de orde, maar moet wel rekening worden gehouden met zettingen in de ondergrond. De vraag is in hoeverre deze berekeningen ertoe kunnen leiden de op basis van de algemene casuïstiek ingeschatte kansen bijgesteld worden. Daarom zijn langs rekenkundige weg schattingen gemaakt van de kans dat de leiding faalt als gevolg van zetting. Hiervoor is gebruik gemaakt van berekeningen met het computerprogramma PLE4Win dat gebaseerd is op grenstoestanden en berekeningsmodellen volgens NEN3650/51. Deze berekening is beschreven in R+K (2021).

Zoals eerder is vermeld in paragraaf 4.3.1 blijven de optredende spanningen beperkt ten opzichte van de volgens NEN3650 toelaatbare spanningen. De faalkans voor zetting-geïnduceerde overschrijding van de leidingsterkte wordt daarom ingeschat als klein in vergelijking tot de EGIG faalfrequentie.

5 Samenvatting en conclusies

In dit rapport is ten behoeve van de kruising van de primaire waterkering op het traject Wolferen-Sprok met een aardgasleiding nagegaan welke kansen op falen van de leiding moeten worden aangehouden bij de beoordeling van de veiligheid. Bepaald zijn de kansen van optreden voor verschillende faalmechanismen, gatgrootten en locatie ten opzichte van het dijklichaam. Het resultaat is te vinden in Tabel 4-16. De kansen zijn uitgedrukt in waarden voor een lengte-eenheid van 1000 km en de periode van een jaar.

De waarden in de tabel zijn primair ontleend aan de statistiek van EGIG voor de periode van 2007-2016. Correcties zijn aangebracht voor de diameter van de betreffende leiding en voor de ligging in of nabij een waterkering ten opzichte van het vrije veld. Bij een aantal stappen is gekozen voor een pragmatische conservatieve aanpak. Een scherpere analyse met kleinere resulterende kansen is dus wellicht mogelijk.

6 Referenties

- Deltares (2018a), WBI Veiligheidsraamwerk Kabels en Leidingen, Deltares rapport 11202225-005-GEO-0001 Auteur: Timo Schweckendiek
- Deltares (2018b), Faalkansanalyse parallelle waterleiding in dijkontwerp Zeeburgereiland, Deltares rapport 11202871-002-GEO-0001, Auteurs: Timo Schweckendiek en Anton van der Meer
- Deltares (2020), Faalkansanalyse gasleiding A-505 in dijkversterking Wolferen – Sprok, Deltares rapport 11203959-000-GEO-0001
- Deltares (2021a), Eigenschappen leidingkruising A-524, Deltares
- Deltares (2021b), Eigenschappen leidingkruising A-533, Deltares
- Deltares (2021c), Faalkansanalyses Leidingkruisingen WOS – Methodiek, Deltares concept 28 mei 2021
- EGIG (2018), Gas Pipeline Incidents, 10th Report of the European Gas Pipeline Incident Data Group (period 1970 – 2016)
- Gasunie (1973), Kruising Banddijk 'De Waal' Noordzijde Zweekhorst – Ravenstein, tekeningnr. A533-XD-20.05
- Gasunie (1978), A_507_XD_036_1, 36" Hoofdtransportleiding Angerlo _ Ravenstein kruising Waalbanddijk, revisie 8, 2-2-1978, Gasunie.
- Gasunie (2020a), A-533-KR-040, Beheerkaart leidingen 48" leiding Zweekhorst – Ravenstein III, revisie 12, 2020-07-28, Gasunie
- Gasunie (2020b), A-524-KR-040, Beheerkaart leidingen 48" leiding Angerlo – Ravenstein III, revisie 13, 2020-07-28, Gasunie.
- Guijt. W. (2000), Herziening Rekenfactoren NEN3650, Rapportage van resultaten fase 1. Tebodin Consultants & Engineers, doc 190446, februari 2000
- Guijt. W. (2003), Herziening Rekenfactoren NEN3650, Rapportage van resultaten fase 2. Tebodin Consultants & Engineers, doc. nr. 26336-00/190647, 2003
- Guijt et al. (2004), Safety Concept in The New Dutch Pipeline Standard NEN 3650, ISOPE, Toulon 2004, Auteurs: W. Guijt, T. Vrouwenvelder, N. Gresnigt, G. Dijkstra
- Korff et al. (2001), Achtergrond herziening NEN 3650, TNO, Delft, 2001, Auteurs: Korff M., H. Hergaarden, A. Vrouwenvelder
- Korff, M. (2002), Integraal ontwerp leidinginfrastructuur / Onderzoek naar grondmechanische grootheden, Geodelft, Rapport 009, 2002
- MACAW (2003), Colin Argent, Kevin Prosser, David Norman, Peter Morganand Roger Weatherhea: Macaw's Pipeline Defects, Yellow Pencil Marketing, Aug. 2003.
- Min.I&M (2016), Ministerie van Infrastructuur & Milieu, Regeling veiligheid primaire waterkering 2017, IENM/BSK-2016/283517
- NEN 3650-1 (2012 C1_2017 nl), Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 1: Algemene eisen
- NEN 3650-2 (2012 C1_2017 nl), Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 2: Aanv. eisen voor leidingen van staal
- NEN 3651, Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken
- Niemeyer (2008), Matthias Niemeyer, Gerd Vogt, Horst A. Wessel; "75 Jahre Stahlforschung in Duisburg-Huckingen 1934-2008 – Vom Hüttenlabor zum modernen Entwicklungszentrum", Salzgitter Mannesmann Forschung

- Rijksinstituut voor Volksgezondheid en Milieu, RIVM (2020), Handleiding Risicoberekeningen Bevb, Module B, versie 3.1
- r+k Consulting Engineers (2021a), Sterkteberekeningen van de \varnothing 914 mm stalen A505 gasleiding in het dijkversterkingstraject Wolferen – Sprok, 4 mei 2021.
- r+k Consulting Engineers (2021b), Sterkteberekeningen van de \varnothing 914 mm stalen A507 gasleiding in het dijkversterkingstraject Wolferen – Sprok, 26 mei 2021.
- Spiekhout (1991), Calculations predict leak-area in gas pipelines, Oil & Gas Journal, 20 May 1991, pp 40 – 45, Jan Spiekhout
- TNO (2003), Herziening rekenfactoren en spanningscorrectiefactoren in NEN 3650, TNO 2003-CI-R0031, Auteurs: Vrouwenvelder, Gresnigt, Dijkstra, Guijt, 13 maart 2003
- TNO & Deltares (2017), Methodiek "Falen waterkering als gevolg van falen pijpleiding", fase 1, TNO 2016 R11806A, Ton Vrouwenvelder et al., 23 juni 2017.
- TNO (2019), Faalkans leiding t.b.v. Referentieproject GoWa-Dunea voor POV Kabels en Leidingen, TNO 2018 R11602, on Vrouwenvelder et al., juli 2019
- TNO (2020), Faalkans leiding t.b.v. Referentieproject Wolferen-Sprok voor POV Kabels en Leidingen, TNO 2020 R10945, Ton Vrouwenvelder, 17 juni 2020

7 Ondertekening

Delft, 30 juni 2021

TNO

Dr.Ir. G.C.M. Gaal
Auteur

Dr. P.C. Rasker
Afdelingshoofd

A Beschouwing lekgrootte

A.1 Formules berekening plotseling bezwijken

Er is veel experimenteel en theoretisch onderzoek aan cilindrische vaten verricht. Met name kunnen hier genoemd worden onderzoek ten behoeve van kernreactoren (reactorvaten en koelwaterleidingen) en onderzoek ten behoeve van buisleidingen (veel onderzoek verricht ten behoeve van onder andere het huidige Pipeline Research Committee International en EPRG). De volgende formule is van belang (achtergronden zie ref. 1 – 3):

Voor grotere taaiheden (in het algemeen voor materialen waar de kerftaaiheidseisen voldoen aan de eisen uit NEN 3650-2) vindt plastisch bezwijken plaats en wordt onderstaande formule toegepast:

Inwendige druk

Door-de-dikte defecten (plastisch bezwijken):

$$\sigma_b = \sigma_{flow} \cdot M_T^{-1}$$

Waarin (de Folias factor of “bulging”- factor):

$$M_T = \left(1 + 1,255 \frac{\ell^2}{4Re} - 0,0135 \frac{\ell^4}{16R^2 e^2}\right)^{0,5}$$

σ_b	- bezwijkspanning	(N/mm^2)
σ_{flow}	- "flow"-spanning ($=\sigma_y + 68.9$)	(N/mm^2)
σ_y	- vloeispanning	(N/mm^2)
l	- defectlengte	(mm)
t	- defecthoogte	(mm)
e	- wanddikte	(mm)
R	- halve diameter	(mm)

Uitwendige belastingen

Uitgangspunt is een uittredende fout met een hoogte van 3 mm in een rondlas van een transportleiding bij een CTOD-waarde van 0,075 mm (zie ref. 5, 6). De CTOD waarde van 0.075 mm is bepaald voor gastransportleidingen uitgevoerd in hogere sterkte staal en hangt samen met het gebruikte lasproces (handlassen, cellulose beklede electrode, lasvorm V – naad).

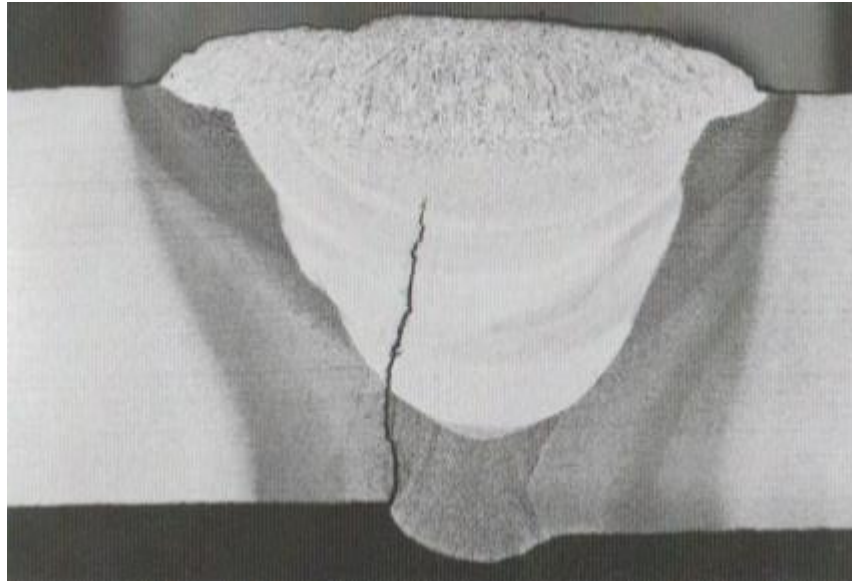


Fig. 3 – Las met koudscheur - tegenlassen, onvoldoende voorverwarming (ref. 9)

De uittredende fout is aan de binnenzijde, de hoogte bedraagt veelal 1.5 – 2,5 mm. De fouthoogte van 3 mm kan daarom als conservatief worden bestempeld (hangt samen met de hoogte van een laslaag).

Er is uitgegaan van een spanningsniveau gelijk aan de vloeispanning van het buismateriaal. In ref. 6 wordt daarmee een toelaatbare foutlengte van ca. 22 mm berekend. Gerekend is daar met het zogenaamde CTOD concept volgens BS PD 6493 (Guidance on methods for assessing the acceptability of flaws in fusion welded structures). Deze BS PD 6493 is ondertussen opgevolgd door de BS 7910 (Guidelines to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures). In de 2005 versie van BS 7910 was dit CTOD concept nog toepasbaar. In de 2013 versie van BS 7910 wordt dit CTOD “design curve” concept als zodanig niet meer genoemd. Voor de doelstellingen van dit document wordt de gehanteerde methodiek echter voldoende nauwkeurig geacht. In de CTOD design curve is een veiligheidsfactor 2 à 3 aanwezig. Omdat de waarde van 0.075 mm laag is en dicht bij het gebied van toepassing van de lineair elastische breukmechanica ligt wordt de veiligheidsfactor 2 gehanteerd. Dit betekent dan dat in het X 60 gedeelte de kritieke lengte ca. 44 mm bedraagt bij de CTOD breuktaaiheidsondergrens van 0.075 mm.

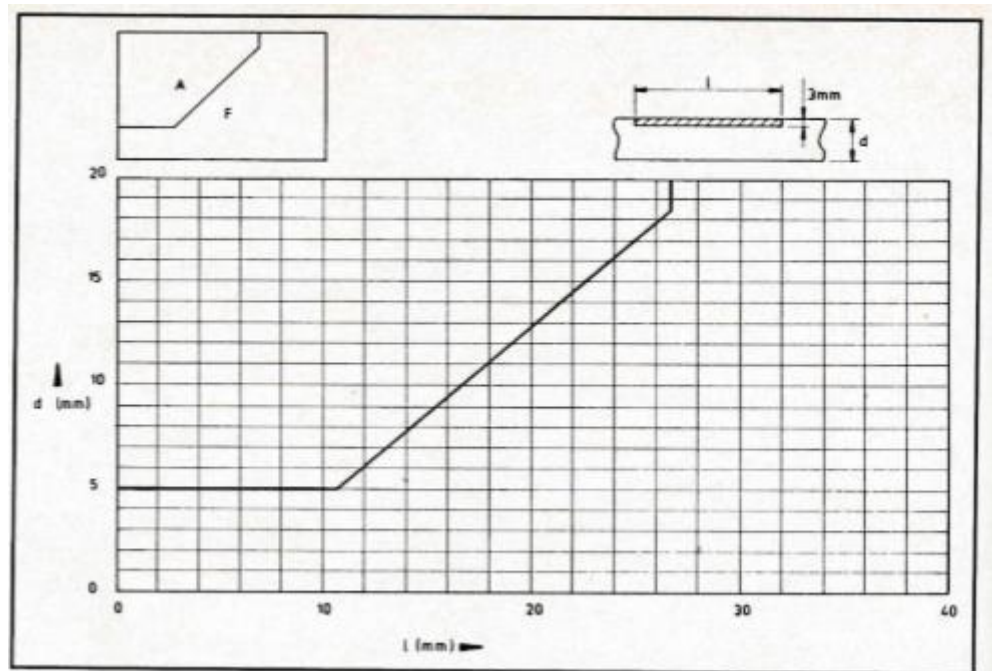


Fig. 4 – Grafiek toelaatbare foutgrootte uittredende fout rondlas X 60 (ref. 6)

Oppervlak van de lekopening

Bij door de wand breken van een oppervlaktedefect of een ingebed defect kan stabiele breuk optreden met alleen lekkage, of kan instabiele breuk optreden. Als de lengte van het defect kleiner is dan de kritieke lengte van een door-de-dikte defect treedt stabiele breuk op. De lengte benodigd voor scheurstop bij instabiele breuk (scheurvoortplanting) is naast de breuktaaiheid van het materiaal, afhankelijk van het medium. Bij instabiele breuk kan de lopende scheur stoppen of kan doorscheuren (scheurpropagatie) optreden. Bij instabiele breuk gaat het om grote uitstroomopeningen (vaak in de orde van de doorsnede van het vat of buis). Ingeval van uitwendige belastingen zal bij belasting gestuurde situaties bezwijken optreden. Bij vervorming gestuurde situaties zoals bij zettingen zal de scheuruitbreiding stoppen en veel geleidelijker plaatsvinden

Onder de aanname van een parabolische vorm (\cap) van de scheuropening kan het oppervlak van de lekopening worden berekend.

Voor de verschillende geometrieën zijn deze oppervlakken A als volgt (ref. 7 en 8):

- brede plaat - lineair elastisch materiaalgedrag

$$A_{el} = \frac{4}{3} \sqrt{2} \times \frac{\sigma l^2}{E}$$

waarin:

σ - spanning (N/mm^2)

E - elasticiteitsmodulus (N/mm^2)

l - defectlengte (mm)

- brede plaat – elasto-plastisch materiaalgedrag

$$A_{pl} = \frac{1-x^3}{(1-x^2)^2} \cdot A_{el}$$

met:

$$x = 0.5\sqrt{2} \cdot \sigma / \sigma_{flow}$$

σ_{flow} - de "flow"-spanning

- cilindervormig vat

$$A_{cyl} = \alpha \cdot A_{pl}$$

voor defecten in langsrichting

$$\alpha = 1 + 0.1\lambda + 0.16\lambda^2$$

voor defecten in omtreksrichting

$$\alpha = (1 + 0.117\lambda^2)^{0.5}$$

$$\lambda^4 = 12(1-\nu^2)l^4 / (16R^2 \cdot e^2)$$

waarin:

R - halve diameter (mm)

e - wanddikte (mm)

l - defectlengte (mm)

ν - contractiecoëfficiënt (-)

Ten behoeve van koelwaterleidingen voor kernreactoren zijn experimenten en eindige elementen computerberekeningen uitgevoerd om de uitkomst van deze theoretische berekeningen te verifiëren. Daarbij bleek het oppervlak van de werkelijke lekopeningen te variëren tussen 1 à 3 * de theoretische berekende waarde bij oppervlakken in de orde van 10% van de pijpdoorsnede.

Referenties

- 1 E.S. Folias; "On the theory of fracture of curved sheets", Engineering Fracture Mechanics, 1970, Volume 2, pages 151-164.
- 2 W.A. Maxey; "Fracture initiation, propagation and arrest", 5th Symposium on Line Pipe Research, Houston, 1974.
- 3 J. Spiekhout; "Evaluatie barstproeven - naar aanleiding van de Stuurgroep vergadering NIL - breuktaaiheid op 22 oktober 1986 te Delft", 6 november 1986.
- 4 I.M. Barsom, S.T. Rolfe: "Correlations between K_{Ic} and Charpy V-notch test results in the transition temperature range", Impact Testing of Metals, ASTM STP 466, American Society for Testing and Materials, 1970, pp. 281-302.
- 5 J. Spiekhout: "Backgrounds of criteria for fitness for purpose in in-service gas transmission pipelines", ECF6 "Fracture control of engineering structures", 6th Biennial European Conference on Fracture, Amsterdam, June 1986, EMAS, pp 761 - 775.
- 6 J. Spiekhout; "Fitness for purpose assessment of weld flaws-application of various fracture mechanics codes", Welding Journal Volume 67, Number 9, September 1988, pages 55-65.
- 7 C. Wüthrich; "Crack opening areas in pressure vessels and pipes", Engineering Fracture Mechanics Volume 18, Number 5, 1983, pages 1049-1057.
- 8 G. Bartholomé, E. Keim, G. Senski; "Experimental and theoretical determination of leakage areas due to subcritical cracks", 6th Biennial European Conference on Fracture-ECF6, Amsterdam, 1986, pages 919-931.
- 9 Macaw's Pipeline Defects
- 10 E. Romeijn, T. Luijendijk; "Constructie hoge sterkte staal stelt andere eisen aan het lassen", Metaalmagazine 9 2009, pp. 30-32

A.2 Uitwerking formules

Gegevens leiding

Diameter 1219 mm
 Wanddikte 30.25, 18.32 en 15.58 mm
 Staalsoort X60
 Ontwerpdruk 6,62 MPa (66.2 bar (g))
 Medium: Aardgas

Staalsterktes

$$\sigma_y = 415 \quad N/mm^2$$

$$\sigma_{flow} = 483.9 \quad N/mm^2$$

Berekening scheurlengtes voor instabiele breuk

Wanddikte (mm)	Lengte (mm)	M _T
30	900	3.64
25	650	3.0
18.32	375	2.1
15.58	275	1.86

Berekening lekopening

In de volgende tabel worden voor de verschillende gevallen de lekopeningen berekend met de formules uit bijlage 1

- Inwendige druk

$e(mm)$	$l(mm)$	$x(-)$	$\lambda^4 (-)$	$\alpha(-)$	$A_{el}(mm^2)$	$A_{pl}(mm^2)$	$A(mm^2)$
30	900	0.196	1339	7.46	975	1046	7803
25	650	0.235	525	5.14	610	675	3470
18.32	375	0.321	108	2.98	278	334	995
15.58	275	0.378	43	2.31	176	226	522
Putcorr.	Rond 10 - 55	-	-	-	-	-	79 - 2376

- Uitwendige belastingen

Toegepaste spanning gelijk aan de vloeispanning gesteld. Flow stress gelijk gesteld aan 1.1 keer de vloeispanning. Uitgegaan van een scheurlengte van 44 mm voor alle wanddiktes.

$e(mm)$	$l(mm)$	$x(-)$	λ^4 (-)	$\alpha(-)$	$A_{el}(mm^2)$	$A_{pl}(mm^2)$	$A(mm^2)$
30	44	0.64	133 9	3.0	7	15	45
25	44	0.64	525	1.92	7	15	29
18.32	44	0.64	108	1.49	7	15	22
15.58	44	0.64	43	1.33	7	15	20

A.3 Scheurstop

In deze bijlage wordt de scheurlengte na instabiele scheurgroei beschouwd in verband met de lengte van de krater door explosie en uitstroom, in relatie tot de veiligheid van de dijk.

Een buisleiding bestaat uit buizen met een zodanige breuktaaiheid dat een instabiele lopende scheur daarin zal stoppen ("arrest" buizen of scheurstop buizen) en buizen met een lagere breuktaaiheid waarin een lopende scheur niet wordt gestopt. In de buizen waarin de scheur wordt gestopt is de lengte afhankelijk van de hoogte van de breuktaaiheid (de scheur heeft a.h.w. een zekere remweg nodig om te stoppen). De lengte van een buis bedraagt 12 m. (tegenwoordig kunnen ook buizen van 18 m. lengte worden geleverd). Volgens de NEN 3650-2 is een breuktaaiheid van tenminste 40 J. nodig om een scheur te stoppen (bij de ontwerpdruk). Met de zgn. Battelle en AISI formules (zie ref. 1) kan worden onderbouwd dat deze 40 J. nodig is voor een buis voor aardgastransport met een "ontwerpfactor" van 0.72 (geeft verhouding ringspanning/ minimum gespecificeerde rekgrens aan), zie ook Tabel 4-6.

De kans dat de scheurlengte gelijk is aan n buizen kan uitgedrukt worden als volgt:

$$Pr\{n\}=n \cdot p^n \cdot (1-p)^2$$

Waarin:

n – aantal gescheurde buislengtes

p – fractie buizen welke niet aan de scheurstopeisen voldoet

Voor $p = 0.95$ is er bijvoorbeeld een kans van ca. 10 % dat een scheurlengte van 12 buislengtes (10 buislengtes plus twee scheurstopbuizen) op kan treden. Bijvoorbeeld een kans van ca. 27% geeft een scheurlengte van 22 (20+2) buislengtes.

De gemiddelde kerfslagwaarden van de buizen in deze leiding ligging (in het algemeen ruim) boven de 40 J. (ref. Gasunie memo VA 21.0194 van 20 april 2021).

De NEN 3650 eis komt neer op $p=0.5$ hetgeen resulteert in een scheurlengte van 7 buizen (5 buislengtes plus 2 scheurstopbuizen). De 15.58 en 18.32 mm wanddiktes voldoen aan deze eis en komen zelfs gunstiger uit omdat de weerstand tegen scheuren groter is als bij ontwerpfactor 0.72 (grotere wanddiktes), zie tabel 1 in deze bijlage.

NEN 3651 vereist dat een scheur van buiten de kruising binnen één buislengte gestopt moet worden. De buisstukken met 25 mm en 30 mm wanddikte voldoen aan dit criterium (met de formules uit ref 1 wordt een vereiste kerfslagwaarde van 25-30 J. berekend voor de 25 mm wanddikte).

Omdat de hoofdoorzaak van lange scheuren externe beschadiging is en hierop voor dijk kruisingen volgens de Handleiding Bevb een reducerende factor op mag worden toegepast, wordt de kans op een lange scheur klein. Bovendien is door de relatief grote wanddiktes er sprake van kras- en doorponsbestendigheid (zie ref. 3).

Table G.1 — Minimum CVN absorbed energy requirements for a design factor of 0,625

Specified outside diameter <i>D</i> mm (in)	Full-size CVN absorbed energy, minimum						
	<i>K_v</i> J (ft-lbf)						
	Pipe grade						
	≤ L245 or B	> L245 or B to L290 or X42	> L290 or X42 to L360 or X52	> L360 or X52 to L415 or X60	> L415 or X60 to L450 or X65	> L450 or X65 to L485 or X70	> L485 or X70 to L555 or X80
≤ 508 (20.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	80 (59)
> 508 (20.000) to 610 (24.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	41 (30)	80 (59)
> 610 (24.000) to 711 (28.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	45 (33)	80 (59)
> 711 (28.000) to 813 (32.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	48 (35)	80 (59)
> 813 (32.000) to 914 (36.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	51 (38)	80 (59)
> 914 (36.000) to 1 016 (40.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	53 (39)	80 (59)
> 1 016 (40.000) to 1 118 (44.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	42 (31)	56 (41)	82 (60)
> 1 118 (44.000) to 1 219 (48.000)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	40 (30)	43 (32)	58 (43)	87 (64)
> 1 219 (48.000) to 1 422 (56.000)	40 (30)	42 (31)	42 (31)	42 (31)	47 (35)	63 (46)	96 (71)

Tabel 1 - Vereiste kerfslagwaarden voor scheurstop (95% betrouwbaarheid) volgens ISO 3183 – 2012 in een “arrest” buis in afhankelijkheid van de ontwerpfactor

Referenties

- 1 - J. Spiekhout: “Calculations predict leak-area in gas pipelines”, Oil & Gas Journal, 20 May 1991, pp 40 - 45.
- 2 - J. Spiekhout, A.M. Gresnigt, C. Koning en H. Wildschut: “Calculation models for the evaluation of the resistance against mechanical damage of pipelines”, 3R International, 25. Jahrgang, Heft 4 April 1986, pp 198 – 203
- 3 - J. Spiekhout: “A new design philosophy for gas transmission pipelines - designing for gouge resistance and puncture resistance”, Second International Conference on Pipeline Technology, 11 - 14 September 1995, Ostend, Volume I, pp 315 - 328, Elsevier

E Insnijding door erosie aan buitenzijde (DBW)

Secundaire vervormingen door GEBU t.p.v. Gasunie & Vitens leidingen, DBW memo 1218-0024-001.M50a.

Datum:

12-4-2021

Auteur:

Marijn Hop

Bestemd voor:

Ontwerpteam de Betuwse Waard/ Deltares

Referentie:

1218-0024-001.M50a

Controle:

Werner Halter



Titel:

Secundaire vervormingen door GEBU t.p.v. Gasunie & Vitens leidingen

De ca. 15 km lange Waaldijk tussen Wolferen en Sprok (WoS) is onderdeel van de normtrajecten 43-4 en 43-5 en voldoet niet aan de wettelijke normen voor hoogwaterveiligheid. De beheerder van de waterkering, Waterschap Rivierenland, heeft opdracht van het HWBP gekregen om de dijk te versterken. In juli 2020 is een gedetailleerd dijkversterkingsontwerp opgeleverd dat de basis vormt voor het Projectplan Waterwet.

Binnen het traject WoS bevinden zich 5 grote leidingen, waarvan 4 leidingen van de Gasunie (A-505, A507, A-533, A-524) en 1 leiding van de Vitens. De leidingen A-505, A507 en de Vitens leiding bevinden zich tussen DD232 en DD2333. De leidingen A-533 en A-524 liggen tussen DD217 en DD218. Door de POV K&L is in de 2019 en 2020 onderzoek gedaan naar het effect van de leidingen (A-505 en Vitens) op de waterveiligheid, met als doel aantonen dat er geen maatregelen (versterkingen specifiek voor de leiding) benodigd zijn. Omdat het ontwerp in de tussentijd is aangepast, de uitgangspunten zijn gewijzigd en er nog enkele restvragen waren, wordt momenteel de analyse nogmaals uitgevoerd waarbij ook de overige 3 leidingen (A-507, A-533 en A-524) beschouwd worden. Een onderdeel van de beschouwing is het effect van secundaire vervormingen op de leidingen. Secundaire vervormingen zijn hierbij gedefinieerd als vervorming of verplaatsing van grond als gevolg van het deels bezwijken van de dijk. Deze zouden kunnen leiden tot een verhoogde faalkans van de leiding. Hiertoe wordt o.a. geanalyseerd of het faalmechanisme graserosie buitentalud (GEBU) een mogelijk effect heeft op de aanwezige leidingen.

Voor de faalmechanismes graserosie buitentalud (GEBU) en stabiliteit buitenwaarts (STBU, faalpadanalyses) is gebruik gemaakt van reststerkte van de uit klei bestaande bekledingslagen. Het gebruik maken van reststerkte betekent dat er geaccepteerd wordt dat er in het ontwerp geaccepteerd wordt dat er secundaire vervormingen optreden, omdat deze tijdig kunnen worden hersteld zodat er geen dijkfalen en overstroming optreedt. Om deze reststerkte in rekening te brengen, is de erosieformule voor klei uit gebruikt die door Deltares in 2015[1] en 2020 is afgeleid[2]. In ontwerploop 3 is bepaald dat er een kleibekleding van minimaal 1,5 m dikte [3] haaks op het talud aanwezig moet zijn bestaande uit erosiecategorie 1 of 2 klei, waarbij er rekening mee moet worden gehouden dat deze klei kan eroderen. Uit grondonderzoek volgt dat dit aanwezig is. De benodigde anderhalve meter is generiek voor het traject, in voorliggende memo wordt specifiek de situatie bij de leidingen beschouwd.

Beschikbare informatie

Voor deze memo is gebruik gemaakt van de volgende informatie:

- [1] Prediction of the erosion velocity of a slope of clay due to wave attack WTI2017, Deltares , 1209437-017-HYE-0003, januari 2015.
- [2] Prediction of the erosion velocity of a slope of clay due to wave attack WTI2017, Deltares, 1209437-017-HYE-0003, juli 2020.
- [3] Beoordeling graserosie buitentalud (GEBU), Ontwerpteam De Betuwse Waard, 1218-0024-001.R50, 7 januari 2020.
- [4] Reststerkte bij erosie van het buitentalud, Fugro 2019.
- [5] Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen, CUR, 1992.

- [6] Schematiseringshandleiding grasbekleding WBI2018, Rijkwaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 28 november 2019.
- [7] Hydraulische randvoorwaarden Waal t.b.v. HWBP projecten, HKV, PR3592.10, oktober 2017.
- [8] Dijkversterking Wolferen Technische Uitgangspunten Notitie Planuitwerkingsfase, versie 9, 1218-0024-001.R08, 16 oktober 2020.

Uitgangspunten

Voor de het faalmechanisme GEBU wordt als stap 1 de standtijd van de grasmat bepaald, deze is afhankelijk van het type zode dat aanwezig is (fragmentarische, open of gesloten), stormduur en golfhoogte. Indien de grasmat bezwijkt, wordt uitgegaan van erosie van de onderliggende kleibekleding. Indien de insnijding niet voorbij de resterktelijn (lijn 1:3 vanuit binnenkruinlijn) komt, omdat er voldoende goede klei aanwezig is, kan zonder leiding geconcludeerd worden dat er m.b.v. reststerkte wordt voldaan aan GEBU. Bij een leidingkruising moet echter ook worden gecontroleerd of de leiding niet te veel bloot komt te liggen door de erosie. In onderstaande paragrafen worden de verschillende uitgangspunten beschreven.

Standtijd toplaag

Om tot een reststerkte analyse te komen, moet eerst worden geanalyseerd hoelang het gras stand houdt tijdens maatgevende condities. De standtijd van de grasbekleding kan worden bepaald met onderstaande formule. De standtijd kan in mindering worden gebracht op de totale stormduur waaronder het restprofiel van het buitentalud onder inslag van golven staat. Voor de analyse wordt een stormduur van 12 uur toegepast conform de randvoorwaarden geldend voor het bovenrivierengebied.

$$H_{m0} = a \cdot e^{b \cdot t_{fail}} + c \text{ of omgeschreven } t_{fail} = \frac{1}{b} \ln\left(\frac{H_{m0} - c}{a}\right)$$

Waarin

Met:

H_{m0} = significante golfhoogte [m]
 t_{fail} = standtijd [uur]

De parameters a, b en c zijn gepresenteerd in tabel 1, en zijn conform de schematiseringshandleiding grasbekleding[6]. Voor de grasmat wordt uitgegaan van de parameters voor een gesloten zode.

Tabel 1: Rekenwaarden a, b en c voor erosiemodel golfklapzone (gras op klei) conform WBI[6]

Parameter	Gesloten zode	Open zode	Eenheid
a	1	0,8	[m]
b	-0,035	-0,07	[1/uur]
c	0,25	0,25	[m]

Erosieformule

Voor het bepalen van de erosie van de klei door golven wordt gebruik gemaakt van de erosieformule afgeleid door Deltares[2]. Door Fugro is onderstaande formule in een rekensheet verwerkt waarbij er veiligheidsfactoren zijn toegepast, de gehanteerde veiligheidsfilosofie is opgenomen in bijlage 2.

Als H_{m0} of $H_s > 0.4m$:

$$V_e = 17.7 \cdot H_{m0}^2 \cdot (1 - e^{-2.20 \cdot c_e \cdot (\tan \alpha)^2 \cdot \min(3.6 \cdot \frac{0.0061}{s_{op}^{1.5}}) \cdot (1 - 0.4/H_{m0})^2 \cdot t})$$

Als H_{m0} of $H_s \leq 0.4m$:

$$V_e = 0$$

Met:

V_e	= erosie volume per meter dijk	[m ³ /m]
H_{m0} of H_s	= significante golfhoogte, respectievelijk uit een golfspectrum of visueel bepaald	[m]
c_e	= erosie coëfficiënt	[-]
α	= hoek van originele profiel	[°]
s_{op}	= golfsteilheid, gebaseerd op significante golfhoogte en periode nabij de teen van de dijk	[-]
t	= tijd van moment start erosie tot einde erosie	[uur]

Hydraulische randvoorwaarden

De formule van Klein Breteler[5] geeft aan dat de golfhoogte aan de teen afhankelijk is van de waterdiepte op het voorland, zie onderstaande formule. De golfhoogtes zijn op basis van deze formule gereduceerd.

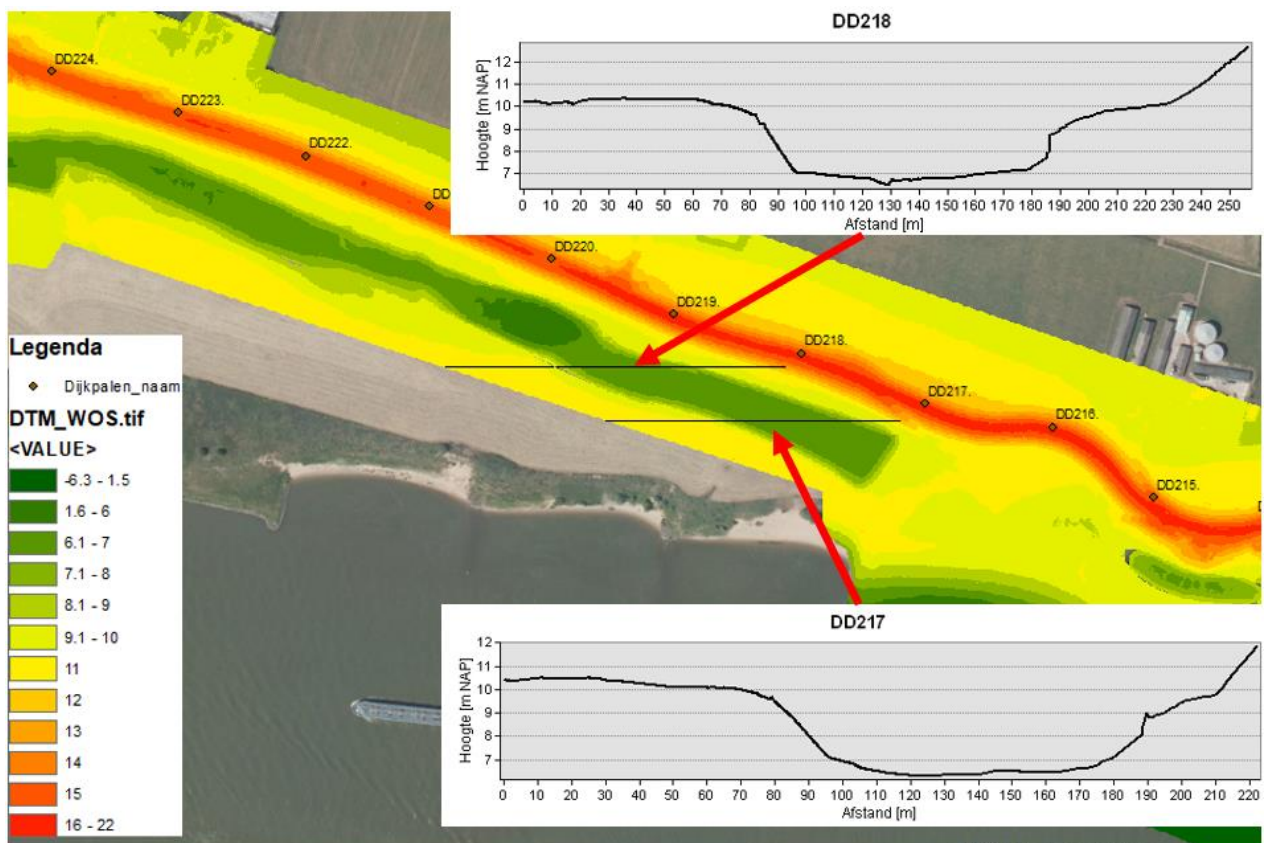
$$H_s = 0,5 d_m$$

$$d_m = 1,56 T_p^2 / 2$$

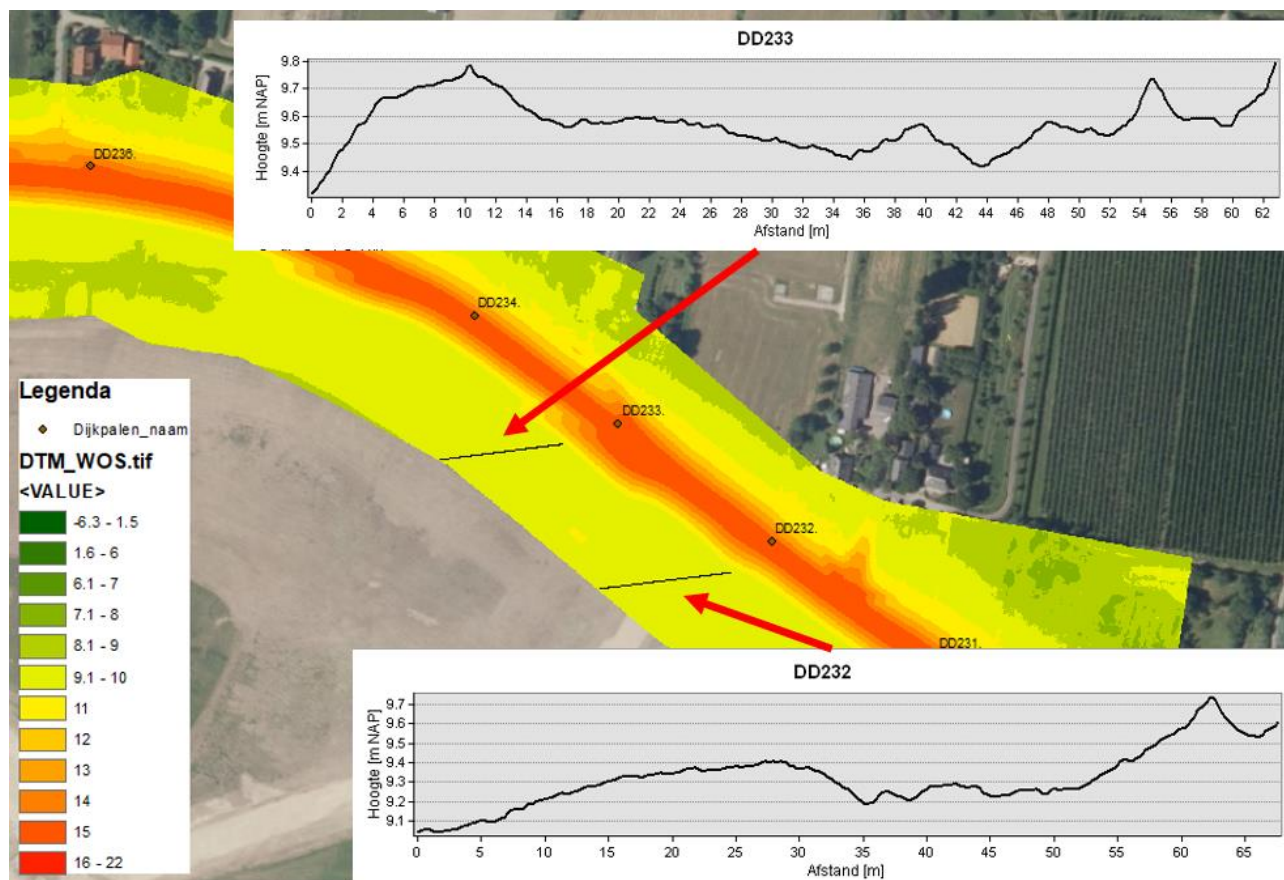
Met:

H_s	= significante golfhoogte	[m]
d_m	= diepte op $1,56 T_p^2 / 2$ afstand van de dijk	[m]

Op basis van de golfrichting t.o.v. het noorden, die volgt uit de hydraulische randvoorwaarden, volgt dat de relevante golfrichtingen zich op 270 graden (DD217-DD218) en 247.5 graden (DD232-DD232) bevinden. Voor de locatie DD217-DD218 wordt een voorlandhoogte van NAP+10,0m aangehouden, zie figuur 1. Voor DD232-DD233 wordt een voorlandhoogte van NAP+9,2m toegepast, zie figuur 2. De golfhoogtes zijn op basis van bovenstaande formule gereduceerd indien van toepassing. De gehanteerde golfrandvoorwaarden zijn in bijlage 1 weergegeven.



Figuur 1 Voorlandhoogte DD217-DD218 (A-524 en A-533) 270 graden t.o.v. noorden



Figuur 2 Voorlandhoogte DD232-DD233 (A-505, A-507 en vitens) 247,5 graden t.o.v. noorden

Reststerkte analyse

De resultaten van de reststerkte analyse zijn weergegeven in tabel 2. Uit de resultaten volgt dat er ter plaatse van de leidingen A-505, A-507 en Vitens (DD232-DD233) geen erosie plaatsvindt, omdat de grasmat voldoende sterk is voor de optredende golfbrandvoorwaarden. Voor de locaties bij de leidingen A-524 en A-533 geldt, dat er wel erosie optreedt, waarbij een maximale inscharing van 1,3m haaks op het talud wordt berekend. De resultaten zijn in bijlage 1 weergegeven, de erosieprofielen zijn opgenomen in bijlage 3.

Tabel 2 Resultaten reststerkte analyse DD217, DD218, DD232 en DD233

Locatie	Max erosievolume [m ³ /m]	Max inscharing haaks op talud [m]
DD217	6.1	1.3
DD218	6.1	1.3
DD232	0	0
DD233	0	0

Conclusies & aanbevelingen

In deze memo is onderzocht of de grasbekleding en onderliggende kleilaag voldoen aan de norm voor het faalmechanisme graserosiebuitentalud (GEBU) voor vier locaties. Uit de analyses volgt dat vanwege de algere golfbelasting ter plaatse van DD232 en DD233 de grasmat voldoende standtijd heeft. Op de locaties

DD217 en DD218 volgt uit de resultaten dat vanwege de zwaardere golfcondities de grasmat onvoldoende standtijd heeft en dat de reststerkte van de onderliggende kleilaag aangesproken moet worden. Hierbij treedt bij de norm een maximale inscharing van 1,3m op.

Geadviseerd wordt om na te gaan of de kleidekking op de leidingen A-524 en A-533 meer dan 1,3 m bedraagt. Indien deze minder dan 1,3m bedraagt, is het mogelijk de analyse aan te scherpen. Voor het berekenen van de erosievolumes zijn veiligheidsfactoren toegepast, mogelijk kunnen deze aangescherpt worden. Bij de berekening wordt aangenomen dat de golfhoogte gedurende de gehele stormduur aanwezig is, dit houdt in dat bij een golfhoogte van 1,2m en een stormduur van 12uur de gehele storm deze golfhoogte aanwezig is. Dit is een conservatieve aanname.

Daarnaast lijkt het niet noodzakelijk, dat de leiding na erosie van de kleilaag nog geheel bedekt is met grond. Volgens Deltares zal bij erosie tot de as van de leiding er nog geen schade optreden en mogelijk is zelfs nog meer erosie mogelijk.

Indirect zal een afslagprofiel door golfbelasting het risico van buitenwaartse instabiliteit vergroten. Zo'n buitenwaartse afschuiving is ook een vorm van secundaire vervorming en kan tot bezwijken van de leiding leiden. Dit moet nog separaat worden onderzocht.

Bijlage 1 – Resultaten

Tabel 3 Resultaten DD217

Waterstand	Golfhoogte	Golfhoogte_red	Periode	Standtijd gras	Erosievolume	Lhor	Lhaaks
[m NAP]	[m]	[m]	[s]	[uur]	[m3/m]	[m]	[m]
10	1.33	0.30	4.3	85.6	0.0	0.0	0.0
10.5	1.37	0.55	4.3	34.4	0.0	0.0	0.0
11.5	1.15	1.05	4.0	6.4	4.5	3.4	1.1
11	1.17	0.80	4.0	17.1	0.0	0.0	0.0
12	1.11	1.11	3.9	4.5	6.1	4.0	1.3
12.5	1.05	1.05	3.8	6.6	3.9	3.1	1.0
13	0.97	0.97	3.7	9.4	1.5	1.7	0.5
13.5	0.86	0.86	3.5	14.4	0.0	0.0	0.0
14	0.70	0.70	3.2	23.1	0.0	0.0	0.0
14.5	0.47	0.47	2.7	43.3	0.0	0.0	0.0

Tabel 4 Resultaten DD218

Waterstand	Golfhoogte	Golfhoogte_red	Periode	Standtijd gras	Erosievolume	Lhor	Lhaaks
[m NAP]	[m]	[m]	[s]	[uur]	[m3/m]	[m]	[m]
10	1.34	0.30	4.3	85.6	0.0	0.0	0.0
10.5	1.37	0.55	4.3	34.4	0.0	0.0	0.0
11.5	1.15	1.05	4.0	6.4	4.5	3.4	1.1
11	1.17	0.80	4.0	17.1	0.0	0.0	0.0
12	1.11	1.11	3.9	4.5	6.1	4.0	1.3
12.5	1.05	1.05	3.8	6.6	3.9	3.1	1.0
13	0.97	0.97	3.7	9.6	1.4	1.6	0.5
13.5	0.85	0.85	3.5	14.8	0.0	0.0	0.0
14	0.67	0.67	3.1	24.8	0.0	0.0	0.0
14.5	0.28	0.28	1.4	105.4	0.0	0.0	0.0

Tabel 5 Resultaten DD232

Waterstand	Golfhoogte	Golfhoogte_red	Periode	Standtijd gras	Erosievolume	Lhor	Lhaaks
[m NAP]	[m]	[m]	[s]	[uur]	[m3/m]	[m]	[m]
9.5	0.91	0.15	3.6	12.0	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
10	0.97	0.40	3.7	54.2	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
10.5	0.90	0.65	3.6	26.2	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
11.5	0.91	0.91	3.6	12.1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
11	0.91	0.90	3.6	12.3	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
12	0.90	0.90	3.5	12.5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
12.5	0.86	0.86	3.4	14.1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
13	0.80	0.80	3.3	17.1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
13.5	0.69	0.69	3.1	23.5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
14	0.49	0.49	2.6	41.4	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
14.5	0.17	0.17	1.1	12.0	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

Tabel 6 Resultaten DD233

Waterstand	Golfhoogte	Golfhoogte_red	Periode	Standtijd gras	Erosievolume	Lhor	Lhaaks
[m NAP]	[m]	[m]	[s]	[uur]	[m3/m]	[m]	[m]
9.5	0.89	0.15	3.7	12.0	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
10	0.96	0.40	3.7	54.2	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
10.5	0.88	0.65	3.5	26.2	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
11.5	0.88	0.88	3.5	13.2	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
11	0.89	0.89	3.5	12.8	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
12	0.86	0.86	3.4	14.1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
12.5	0.83	0.83	3.3	15.8	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
13	0.78	0.78	3.2	18.4	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
13.5	0.66	0.66	3.0	25.5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
14	0.47	0.47	2.6	43.9	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
14.5	0.16	0.16	1.1	12.0	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

Bijlage 2 – veiligheidsfilosofie reststerkte model

Op basis van indicatieve analyses blijkt dat een relatief hoge waterstand voor de belasting maatgevend is. Dit sluit aan bij de beoordeling van de grasbekleding conform [6], waarbij wordt uitgegaan van de golfcondities bij de faalkanseis per doorsnede in combinatie met een beperkte veiligheidsfactor op de sterkte. Op basis hiervan is voor de invloedscoëfficiënt voor de golfbelasting uitgegaan van een waarde van $\alpha_s = 1,0$, zodat de rekenwaarde van de golfbelasting wordt bepaald bij een kans van voorkomen gelijk aan de doorsnede-eis. Dit is in lijn met de [6]. Voor de invloedscoëfficiënt voor de sterkteparameters wordt uitgegaan van de ISO gestandaardiseerde waarde voor de combinatie van de sterkte, welke gelijk is aan $\alpha_R = 0,32$. Op basis van deze invloedsfactor is de veiligheidsfactor bepaald op basis van $\gamma = 1 \pm \alpha_R * \beta_{eis;drsn} * V$. Voor het erosievolume is een veiligheidsfactor/model coëfficiënt groter dan 1,0 gehanteerd, omdat een groter erosievolume maatgevend is. Deze veiligheidsfactor bedraagt in dit geval 1,37. Voor de insnijdiepte is een veiligheidsfactor/model coëfficiënt kleiner dan 1,0 gehanteerd, omdat een kleinere insnijdiepte maatgevend is. Deze veiligheidsfactor bedraagt in dit geval 0,78. De resulterende rekenwaarde voor de belasting en veiligheidsfactor op de sterkte zijn samengevat in Tabel 0-1.

Omdat de veiligheidsfactoren niet probabilistisch zijn bepaald is aanvullend ook de situatie beschouwd waarbij de golfcondities bij de norm zijn gehanteerd in combinatie met een grote veiligheidsfactor op de sterkte. Dit om te controleren of deze situatie niet maatgevend is voor het ontwerp. Voor die situatie is voor het erosievolume uitgegaan van de invloedscoëfficiënt van de ISO gestandaardiseerde waarde voor dominante sterkteparameters, welke gelijk is aan $\alpha_R = 0,80$. De resulterende rekenwaarde van de hydraulische belasting en veiligheidsfactoren voor deze tweede belastingcombinatie zijn ook samengevat in Tabel 0-1.

Tabel 0-1: Samenvatting rekenwaarden golfcondities en veiligheidsfactoren

Parameter	Verklaring	Comb. 1	Comb. 2
$\beta_{eis;drsn}$	Doorsnede eis	4,7	4,7
α_s	Invloedscoëfficiënt golfbelasting	1,0	0,84
α_R ; erosievolume	Invloedscoëfficiënt erosievolume	0,32 ¹⁾	0,8 ²⁾
α_R ; insnijdiepte	Invloedscoëfficiënt insnijdiepte	0,32 ¹⁾	0,32 ¹⁾
$\Sigma\alpha^2$	Som van de gekwadrateerde invloedsfactoren	1,2	1,4
$V_{erosievolume}$	Variatiecoëfficiënt erosievolume	0,25 ³⁾	0,25 ³⁾
$V_{insnijdiepte}$	Variatiecoëfficiënt insnijdiepte	0,15 ³⁾	0,15 ³⁾
H_s en T_p	Golfhoogte en golfperiode	Golfcondities bij de faalkanseis per doorsnede	Golfcondities bij de norm
$m_{ce;d}$	Veiligheidsfactor erosievolume	1,37 ⁴⁾	1,93 ⁴⁾

Parameter	Verklaring	Comb. 1	Comb. 2
$m_{dt;d}$	Veiligheidsfactor insnijdiepte	0,78 ⁵⁾	0,78 ⁵⁾

¹⁾ ISO gestandaardiseerde invloedscoëfficiënt voor niet-dominante sterkteparameter

²⁾ ISO gestandaardiseerde invloedscoëfficiënt voor dominante sterkteparameter

³⁾ Overgenomen uit [DELT 2013a]

⁴⁾ Model coëfficiënt (veiligheidsfactor) bepaald op basis van een normale verdeling: $\gamma = 1 + \alpha * \beta_{eis;drsn} * V$

⁵⁾ Model coëfficiënt (veiligheidsfactor) bepaald op basis van een normale verdeling: $\gamma = 1 - \alpha * \beta_{eis;drsn} * V$.

Merk op dat de som van de gekwadraterde invloedscoëfficiënten voor beide beschouwde combinaties groter zijn dan 1,0, wat betekent dat conservatieve waarden voor de invloedscoëfficiënten zijn gehanteerd. Deze waarde kan namelijk theoretisch nooit groter dan 1,0 worden.

Bijlage 3 – Reststerkteprofielen

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD217 Golfhoogte: 1.15m Waterstand: 11.5 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

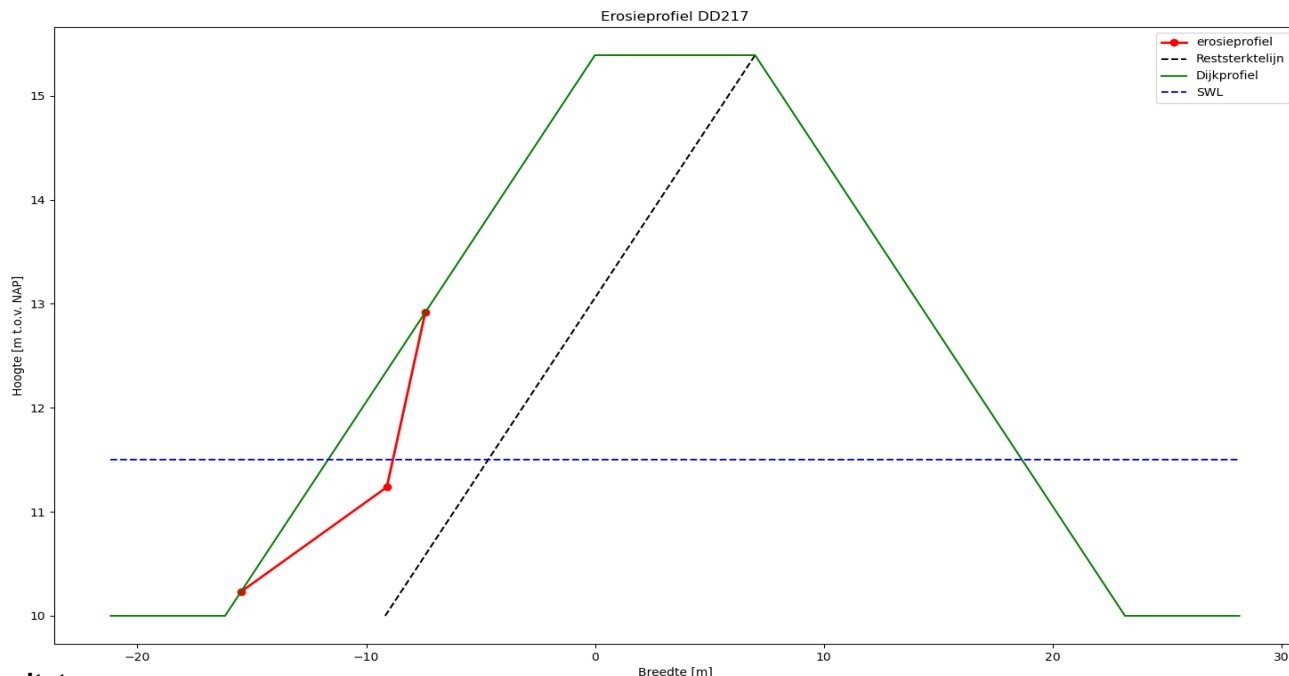
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 1.05 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.96 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 6.38 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 5.62 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 11.50 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.39 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 4.51 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras 1.27 [m]
 α t Hellingshoek van het terras 6.34 [-]
Br Restbreedte 3.64 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 3.36 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 1.06 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage:

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD217 Golfhoogte: 1.11m Waterstand: 12 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

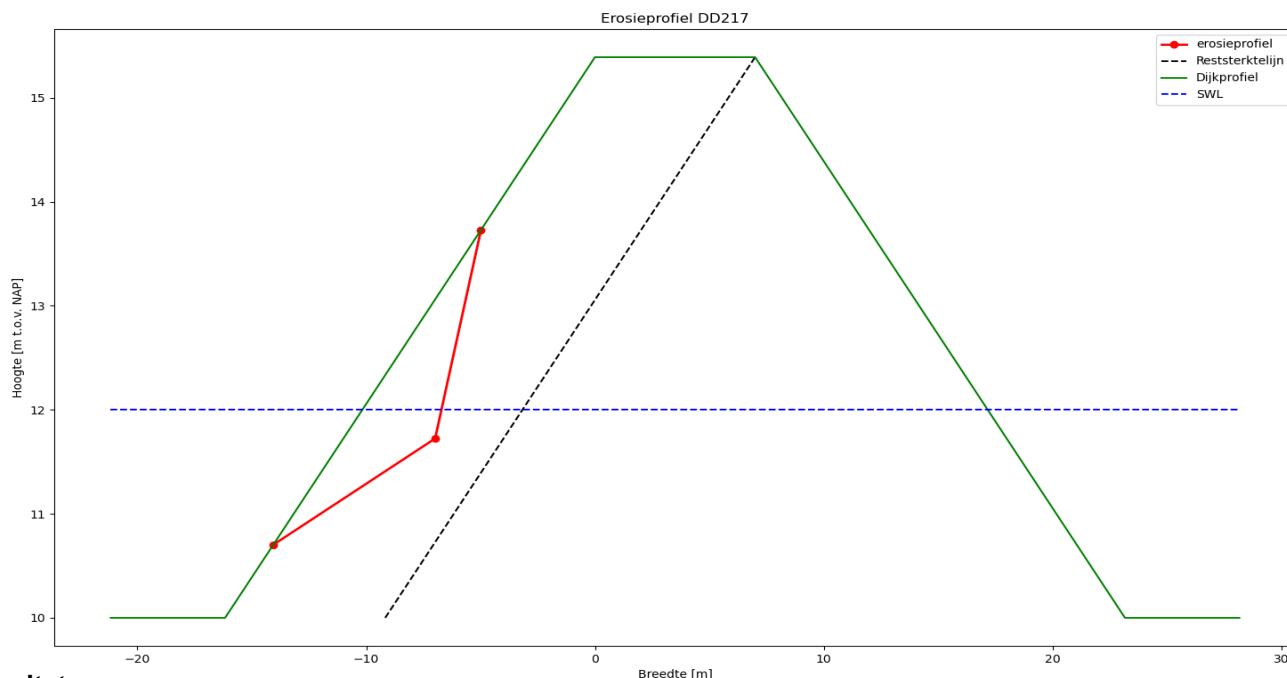
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 1.10 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.89 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 4.48 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 7.52 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 12.00 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.39 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 6.07 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel 1.30 [m]
en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras
 α t Hellingshoek van het terras 6.93 [-]
Br Restbreedte 2.99 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 4.01 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 1.27 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage:

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD217 Golfhoogte:1.05m Waterstand: 12.5 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

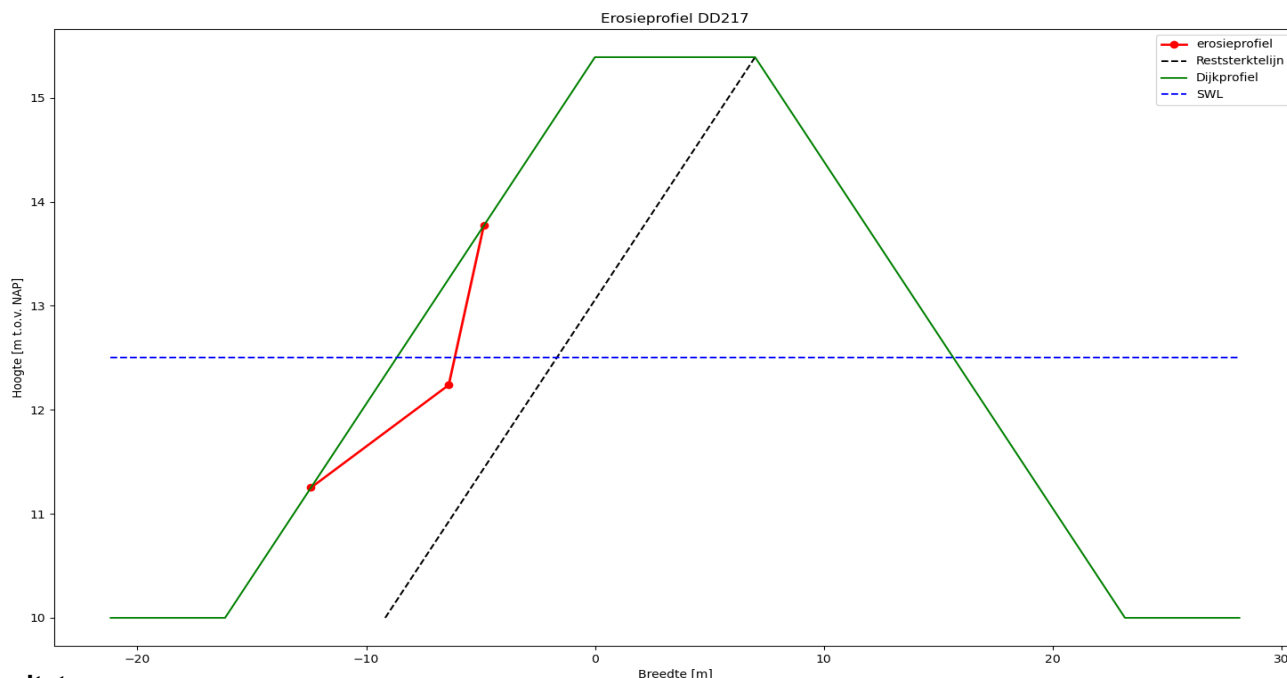
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 1.04 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.79 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 6.55 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 5.45 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 12.50 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.39 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 3.86 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras 1.25 [m]
 α t Hellingshoek van het terras 6.10 [-]
Br Restbreedte 3.94 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 3.06 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 0.97 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage:

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD217 Golfhoogte:0.97m Waterstand: 13 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

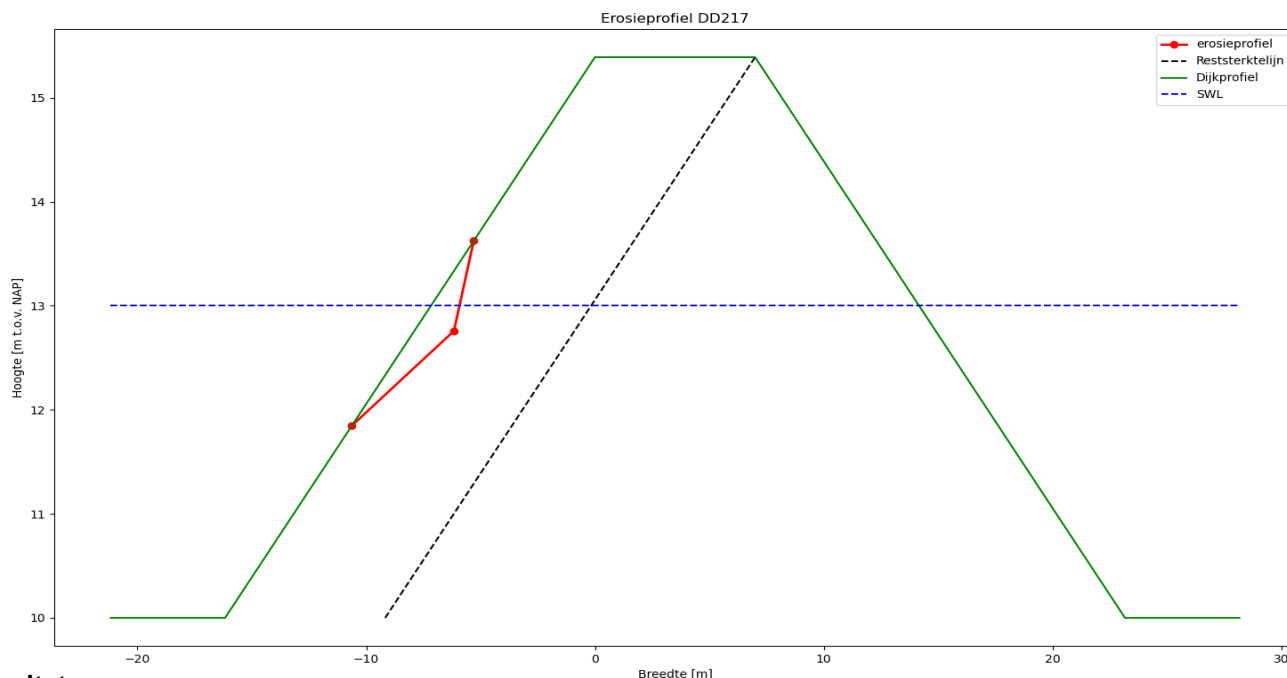
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 0.97 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.67 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 9.39 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 2.61 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 13.00 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.39 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 1.54 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras 1.15 [m]
 α t Hellingshoek van het terras 4.90 [-]
Br Restbreedte 5.27 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 1.73 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 0.55 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage:

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD218 Golfhoogte: 1.15m Waterstand: 11.5 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

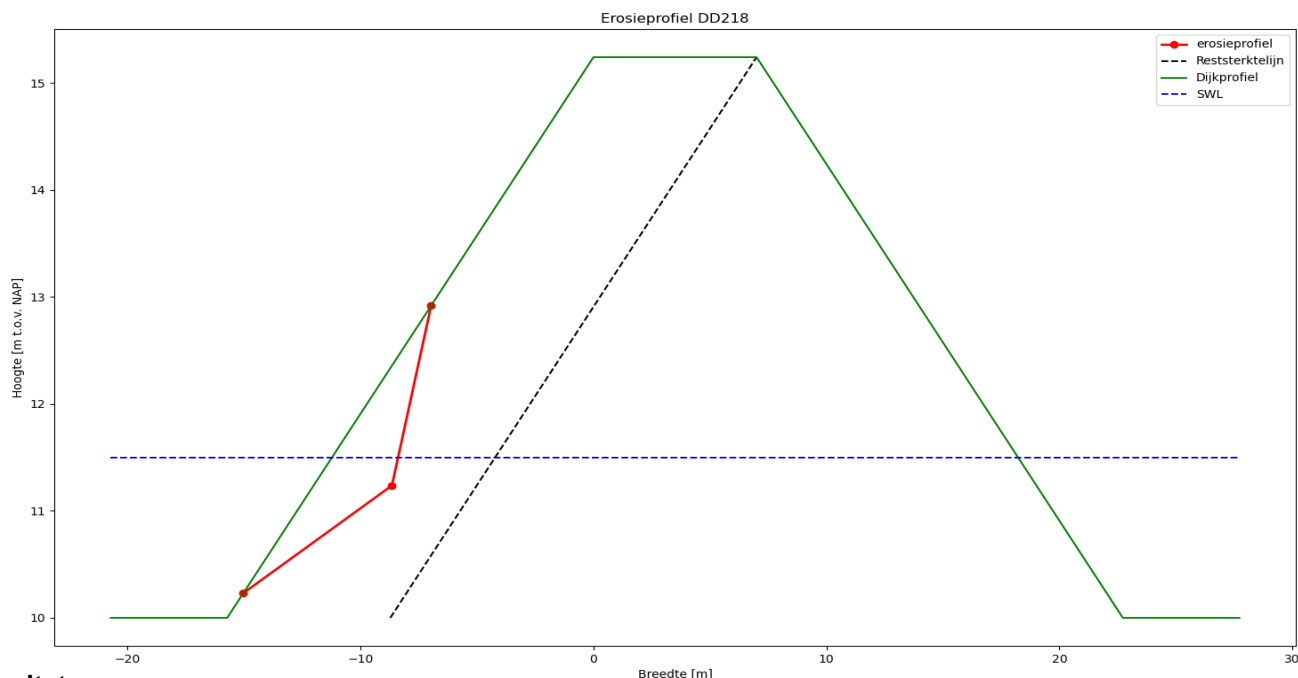
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 1.05 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.96 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 6.38 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 5.62 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 11.50 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.24 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 4.51 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras 1.27 [m]
 α t Hellingshoek van het terras 6.34 [-]
Br Restbreedte 3.64 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 3.36 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 1.06 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage:

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD218 Golfhoogte: 1.11m Waterstand: 12 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

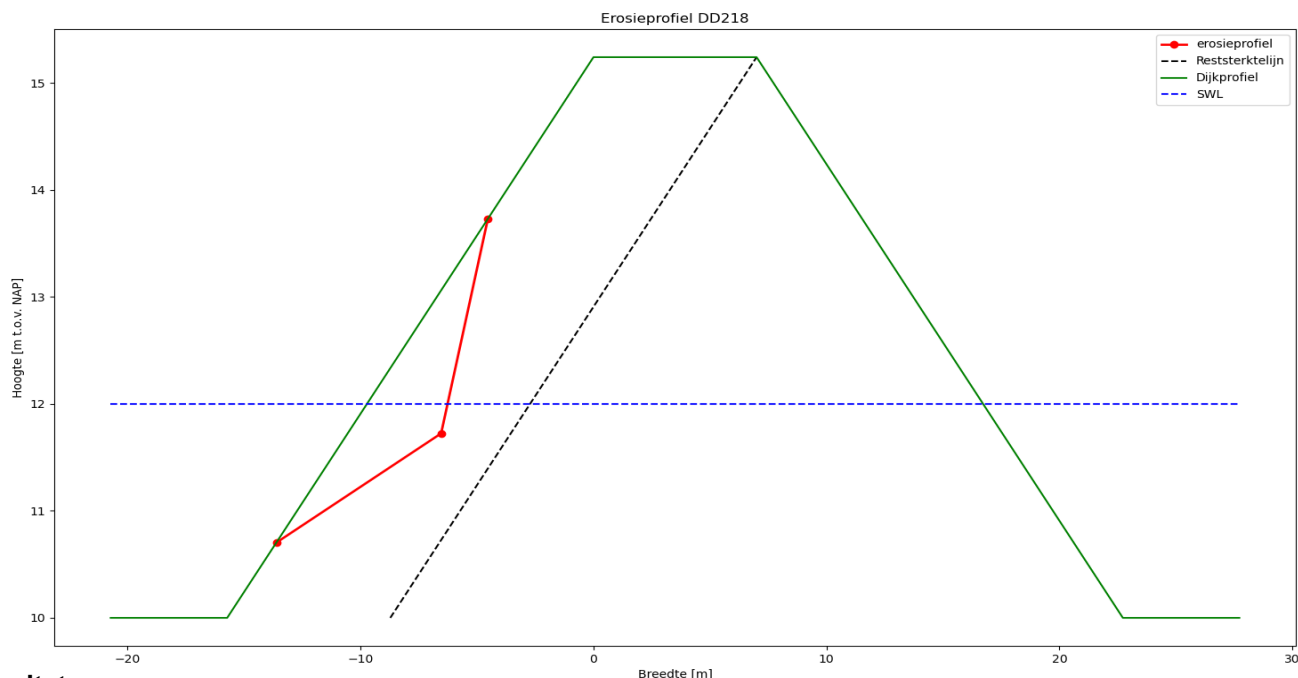
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 1.10 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.89 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 4.48 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 7.52 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 12.00 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.24 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 6.07 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras 1.30 [m]
 α t Hellingshoek van het terras 6.93 [-]
Br Restbreedte 2.99 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 4.01 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 1.27 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage:

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD218 Golfhoogte: 1.05m Waterstand: 12.5 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

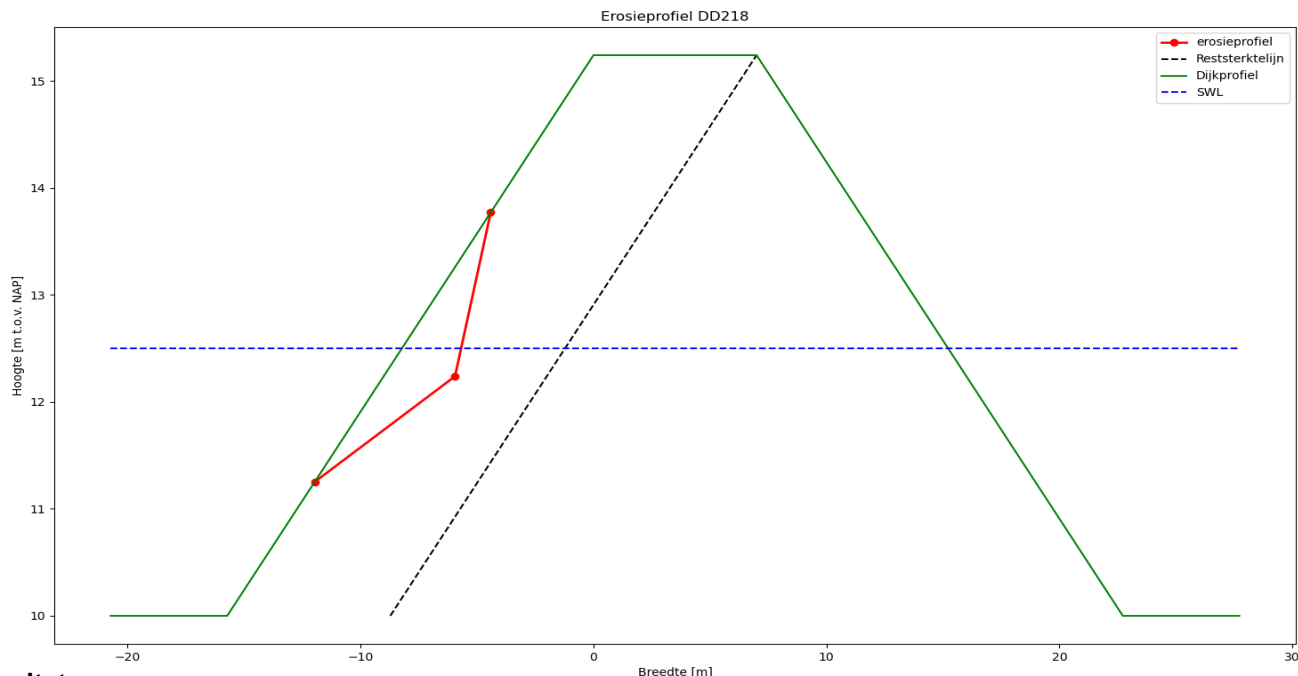
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 1.04 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.79 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 6.55 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 5.45 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 12.50 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.24 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 3.86 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras 1.25 [m]
 α t Hellingshoek van het terras 6.10 [-]
Br Restbreedte 3.94 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 3.06 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 0.97 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage:

Erosie van een kleidijk na bezwijken van de bekleding

Versie: 1
Projectnummer: 1218-0024-001
Project: Wolferen-Sprok
Onderwerp: Reststerkte t.p.v. DD218 Golfhoogte:0.97m Waterstand: 13 m NAP



Randvoorwaarden en uitgangspunten rekensheet

*Dijk bestaat uit klei zonder zandkern / Zichtjaar 2075 / norm 1/10.000

Input

Statistische parameters

mce;d Bovengrens modelcoefficient voor erosievolume 1.36 [-]

Belasting parameters

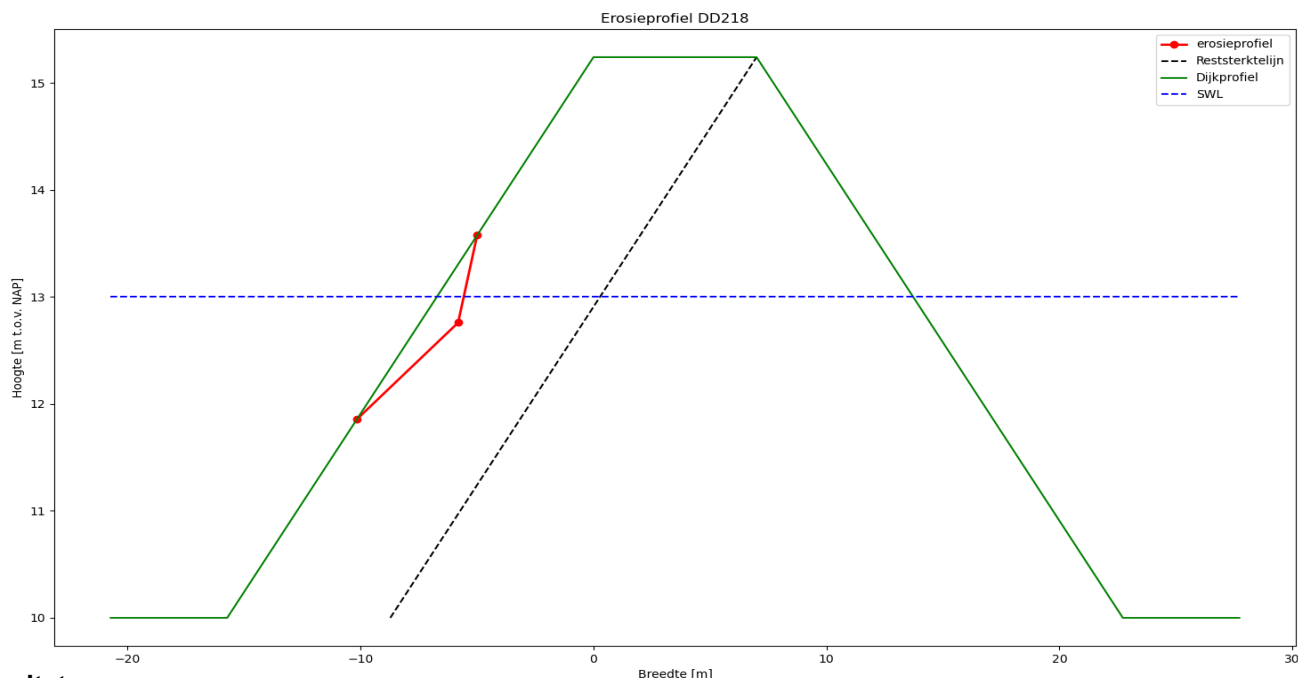
Hs Significante golfhoogte aan de teen van de dijk 0.96 [m]
Tp Golfperiode bij de piek van het spectrum 3.67 [s]
Tstorm Belastingduur 12 [uur]
Tgras Standtijdgras 9.58 [uur]
T Toegepast belasting na bezwijken gras 2.42 [uur]

Sterkte parameters

Ce Erosiecoefficient 0.55 [-]
Gras Fragmentarisch/Open/Gesloten grasmat Gesloten [-]

Geometrie

α buiten Buitenwaartse taludhelling 3 [1v:xh]
 α binnen Binnenwaartse taludhelling van de waterkering 3.5 [1v:xh]
SWL Maatgevende waterstand 13.00 [m t.o.v. NAP]
Hkr Hoogte van de kruin ten opzichte van NAP 15.24 [m t.o.v. NAP]
Bkr Breedte van de kruin 7 [m]
Hvoorland Maaiveldhoogte voorland 10 [m t.o.v. NAP]
Hachterland Maaiveldhoogte achterland 10 [m t.o.v. NAP]



Resultaten

Berekende fase Berekende fase Fase 1 [-]
Ve Erosievolume per meter dijk 1.40 [m³/m]
dt diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een recht extrapolatie van het geerodeerde terras 1.14 [m]
 α t Hellingshoek van het terras 4.81 [-]
Br Restbreedte 5.37 [m]
Lhor Horizontale inscharingslengte 1.63 [m]
Lhaaks Inscharingslengte haaks op het talud 0.52 [m]
Datum: 12/04/2021 Bijlage: