

# **Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiliteit**

**Groene Versie**



# **Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiliteit**

**Groene Versie**

Timo Schweckendiek  
Mark van der Krogt  
Ben Rijnveld  
Ana Martins Teixeira

11200575-016

**Titel**

Handreiking Faalkansanalyse Macrostablieit

**Trefwoorden**




Faalkansanalyse, betrouwbaarheid, macrostablieit, onzekerheden

**Samenvatting**

De voorliggende handreiking faalkansanalyse macrostablieit bevat theoretische achtergronden en praktische aanbevelingen voor (probabilistische) faalkansanalyses voor het faalmechanisme macro-instabiliteit bij dijken. De handreiking omvat de volgende elementen: een overzicht van faalkansanalyse en principes, veiligheidsfilosofie, en vervolgens de verschillende stappen van faalkansanalyse, met focus op het schematiseren van de onzekerheden in termen van kansen en handvatten voor het uitvoeren en controleren van faalkansanalyses. Hierbij ligt de focus op de benadering met *fragility curves*. Uiteindelijk illustreert een praktisch voorbeeld alle te doorlopen stappen. De voorliggende versie betreft 'groene versie' welke in de loop der tijd zal worden uitgebreid met ervaringen vanuit case studies en praktijktoepassingen.

**Referenties**

zie hoofdstuk 6.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	jun. 2017	T. Schweckendiek		Marcel Visschedijk		Maya Sule	
2	sep. 2017	T. Schweckendiek		Marcel Visschedijk		Maya Sule	
3	okt. 2017	T. Schweckendiek		Marcel Visschedijk		Maya Sule	
		M. van der Krogt B. Rijneveld (FUGRO) A. Teixeira					

**Status**

definitief

## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Aanleiding, doel en doelgroep	1
1.2	Scope en afbakening	1
1.3	Samenhang met andere publicaties	2
1.4	Leeswijzer	4
<b>2</b>	<b>Theorie en achtergronden faalkansanalyses macrostabiliteit</b>	<b>5</b>
2.1	Inleiding	5
2.2	Faalkans en betrouwbaarheid	5
2.2.1	Faalkans	5
2.2.2	Betrouwbaarheidsindex	6
2.2.3	Referentieperiode	6
2.3	Faalkans analyse methodes	8
2.3.1	Niveau 3 (exact)	8
2.3.2	Niveau 2 (benadering)	8
2.3.3	Niveau 1 (semi-probabilistisch)	8
2.4	Faaldefinitie macrostabiliteit	10
2.5	Typen onzekerheden	11
2.5.1	Natuurlijke variabiliteit in de tijd	12
2.5.2	Ruimtelijke variabiliteit in geologische eenheden	12
2.5.3	Model en transformatieonzekerheid	14
2.5.4	Statistische onzekerheid	14
2.5.5	Schematiseringonzekerheid	14
2.5.6	Imponderabilia	15
2.6	Modellering van onzekerheden	15
2.6.1	Kansverdelingen (continu)	15
2.6.2	Bepaling parameters kansverdeling uit steekproef	16
2.6.3	Scenario's (discreet)	18
2.6.4	Deterministische puntschattingen	19
2.6.5	Correlaties	20
2.7	Benadering met Fragility Curves	21
2.7.1	Definitie Fragility Curve (FC)	21
2.7.2	Bepalen Fragility Points	22
2.7.3	Bepalen faalkans ("uitintegreren" belastingonzekerheid)	24
2.8	Stroomschema faalkansanalyse macrostabiliteit en specifieke aandachtspunten	25
<b>3</b>	<b>Schematisering en invoerparameters</b>	<b>27</b>
3.1	Inleiding	27
3.2	Geometrie en zakkingen	27
3.3	Bodemopbouw	27
3.4	Volumiek gewicht	30
3.5	Hoek van inwendige wrijving (en cohesie)	30
3.6	Ongedraineerde schuifsterkte	31
3.6.1	Inleiding	31
3.6.2	Bepaling parameters S en m	31
3.6.3	Bepaling grensspanning via laboratoriumproeven	31
3.6.4	Bepaling grensspanning via sondeerrelatie	32
3.7	Buitenwaterstand	33

3.8	Freatische lijn	34
3.9	Polderpeil/slootpeil	36
3.10	Waterspanningen watervoerende lagen	36
3.11	Waterstandsverloop in slecht doorlatende lagen	36
3.12	Verkeersbelasting	36
3.13	Modelonzekerheid	37
<b>4</b>	<b>Beoordeling en duiding resultaten</b>	<b>38</b>
4.1	Verificatie, duiding en herleidbaarheid resultaten	38
4.1.1	Semi-probabilistische gevoeligheidsanalyse	38
4.1.2	Controles van de faalkansanalyse (met FORM)	39
4.1.3	Herleidbaarheid resultaten	41
4.2	Beoordeling berekende faalkans aan topeis	42
<b>5</b>	<b>Voorbeeld</b>	<b>43</b>
5.1	Voorbeeld – deel 1	43
5.1.1	Stap 1: Basissom (semi-probabilistisch)	43
5.1.2	Stap 2: Gevoeligheidsanalyse ter bepaling invloedrijke parameters en onzekerheden	44
5.1.3	Stap 3: Modelleren onzekerheden sterkte en belasting	45
5.1.4	Stap 4: Opstellen fragility curves	49
5.1.5	Stap 5: Berekenen totale faalkans	51
5.1.6	Stap 6: Beoordeling en duiding resultaten	51
5.2	Voorbeeld – deel 2	53
5.2.1	Stap 4: Opstellen fragility curve	53
5.2.2	Stap 5: Bepalen totale faalkans	54
<b>6</b>	<b>Referenties</b>	<b>55</b>
	<b>Bijlage(n)</b>	
<b>A</b>	<b>Invloedscoëfficiënten na ‘uitintegreren’</b>	<b>A-1</b>
<b>B</b>	<b>Lengte-effect</b>	<b>B-1</b>
B.1	Lengte-effect binnen een dijkvak	B-1
B.2	Combineren van dijkvakken	B-4
<b>C</b>	<b>Variatiecoëfficiënt grensspanning uit sonderingen</b>	<b>C-1</b>

## Begrippenlijst

In deze begrippenlijst zijn de voor deze handreiking relevante begrippen opgenomen. Deze zijn zoveel mogelijk overgenomen uit de begrippenlijst uit (RWS 2016a).

<b>Autocorrelatie-functie</b>	Een ruimtelijke autocorrelatie-functie geeft de mate van samenhang aan tussen de waarde van een stochastische variabele op twee verschillende locaties.
<b>Belasting</b>	Op een constructie (een waterkering) uitgeoefende in- en uitwendige krachten, ofwel de mate waarin een constructie door in- en uitwendige krachten wordt aangesproken, uitgedrukt in een fysische grootheid.
<b>Betrouwbaarheidseis</b>	Eis die gesteld wordt aan de betrouwbaarheid (faalkans) van een constructie. De wettelijke norm is een voorbeeld van een betrouwbaarheidseis aan de waterkeringen. Zie ook "faalkanseis".
<b>Betrouwbaarheidsindex (<math>\beta</math>)</b>	Waarde die de mate van "betrouwbaarheid" van een waterkering weergeeft. Een hoge waarde van de betrouwbaarheidsindex correspondeert met een kleine faalkans
<b>Buitenwaterstand (h)</b>	De waterstand aan de waterzijde (buitenzijde) van de kering.
<b>Correlatie</b>	Statistische grootheid die de mate van samenhang kwantificeert tussen stochastische variabelen.
<b>Correlatielengte</b>	Lengtemaat die bepalend is voor de mate van ruimtelijke (auto)correlatie van een parameter. Hoe groter de correlatielengte, hoe groter de afstand waarbinnen de waarde van een stochastische variabele nog samenhang vertoont.
<b>Cumulatieve kansverdeling (CDF)</b>	Functie die de kans van onderschrijden beschrijft van alle mogelijke realisaties van een stochastische variabele. Engels: cumulative density function (CDF).
<b>Decimeringshoogte</b>	Absoluut verschil in hoogte tussen een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie en een waterstand met een overschrijdingsfrequentie die een factor 10 hoger is.
<b>Deterministisch</b>	Hiermee wordt bedoeld dat een sterkte- of belastingparameter niet als stochastische variabele wordt gemodelleerd. De waarde van deze parameter wordt als "bekend" verondersteld.
<b>Design point</b>	Het design point (of ontwerppunt) is die combinatie van waarden van stochasten met de grootste kans van voorkomen waarvoor geldt dat de grenstoestandsfunctie (sterkte minus belasting) gelijk aan nul is. Het design point wordt teruggerekend vanuit de kansen en de invloedscoëfficiënten.
<b>Dijktraject</b>	Een deel van een primaire waterkering dat afzonderlijk genormeerd is.
<b>Dijkvak</b>	Een deel van een waterkering (binnen een dijktraject) met uniforme eigenschappen en belasting.
<b>Faalkans</b>	Kans op overschrijden van de (uiterste) grenstoestand van een waterkering of een onderdeel daarvan.
<b>Faalkans per traject</b>	Faalkans voor een dijktraject voor alle relevante faalmechanismen.
<b>Faalkans per doorsnede</b>	Faalkans voor een vak o.b.v. een representatieve doorsnede

<b>en faalmechanisme</b>	voor een faalmechanisme.
<b>Faalkanseis per traject</b>	Toelaatbare faalkans voor een dijktraject. Voor primaire keringen is deze faalkanseis vastlegt in een wettelijke norm.
<b>Faalkanseis per doorsnede en faalmechanisme</b>	Toelaatbare faalkans voor een dijkvak o.b.v. een representatieve doorsnede voor een faalmechanisme, rekening houdende met norm, faalkansbegroting en lengte-effect.
<b>Faalkansbegroting</b>	Verdeling van de maximaal toelaatbare faalkans per traject over de faalmechanismen. Wordt toegepast in de gedetailleerde toets per vak, waarbij een faalkansbegroting wordt voorgeschreven. In de gedetailleerde toets per traject wordt de faalkansbegroting vrijgelaten.
<b>Faalkansbudget</b>	Zie faalkansbegroting.
<b>Faalmechanisme</b>	De wijze waarop de waterkering zijn kerende functie verliest, bijvoorbeeld door macro-instabiliteit
<b>Falen</b>	Falen van een technisch systeem of onderdeel houdt in dat de waterkerende functie niet meer wordt vervuld.
<b>Fragility Curve</b>	Een fragility curve (kwetsbaarheidscurve) geeft het verloop van de faalkans als functie van een belastingparameter, zoals de waterstand, weer.
<b>Freatisch vlak</b>	Grondwaterspiegel in de dijk.
<b>Gedetailleerde toets</b>	Toets in de toetsprocedure die uitgaat van een voorgeschreven faaldefinitie en bijbehorend generiek rekenmodel binnen het WBI 2017.
<b>Grenstoestand</b>	De toestand waarin de sterkte van een constructie of een onderdeel daarvan nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen
<b>Invloedscoëfficiënt (<math>\alpha</math>)</b>	Indicator voor het relatieve belang van een stochastische variabele in de faalkansberekening, d.w.z. in vergelijking met de andere stochastische variabelen.
<b>Kansdichtheidfunctie (PDF)</b>	Functie waarmee de kansverdeling van een continue stochastische variabele beschreven kan worden (PDF, probability density function).
<b>Kansverdelingsfunctie</b>	Zie cumulatieve kansverdeling (CDF).
<b>Karakteristieke waarde</b>	Waarde van een stochastisch variabele met een voorgeschreven onder- of overschrijdingskans, bepaald op grond van een statistische analyse van beschikbare gegevens.
<b>Lengte-effect</b>	Invloed van variaties van dijk- en ondergrondeigenschappen binnen een dijktraject op de faalkans dat dijktraject.
<b>Macro-instabiliteit</b>	Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones.
<b>Modelfactor (<math>\gamma_d</math>)</b>	Partiële factor waarin onzekerheden in de berekeningsmethodes zijn verdisconteerd. Rekenwaarde van de modelonzekerheidsfactor.
<b>Modelonzekerheidsfactor (<math>m_d</math>)</b>	Stochast die de modelonzekerheid beschrijft.
<b>Norm</b>	Toelaatbare overstromingskans van een dijktraject.
<b>Overschrijdingsfrequentie</b>	Gemiddelde aantal keren dat in een bepaalde tijd een verschijnsel een zekere waarde bereikt of overschrijdt.
<b>Overstromingskans</b>	Kans op verlies van waterkerend vermogen van een

	dijktraject leidend tot een overstroming.
<b>Referentiehoogte</b>	Het peil waaraan hoogtemetingen worden gerelateerd. In Nederland wordt hiervoor over het algemeen het Normaal Amsterdams Peil (NAP) gehanteerd.
<b>Rekenwaarde</b>	De parameterwaarde die wordt berekend door de karakteristieke waarde te delen door of, in het geval dat dit ongunstiger is, te vermenigvuldigen met een partiële veiligheidsfactor.
<b>Semi-probabilistische analyse</b>	Analyse of een constructie of faalmechanisme voldoet aan een gestelde betrouwbaarheidseis op basis van rekenwaarden.
<b>Stabiliteitsfactor (SF)</b>	De verhouding tussen sterkte en belasting (veelal in een stabiliteitsberekening van een waterkering).
<b>Stochastische variabele (soms afgekort als 'stochast')</b>	Een onzekere grootheid die wordt gekarakteriseerd door een kansverdelingsfunctie.
<b>Uiterste grenstoestand</b>	De grenstoestand die betrekking heeft op het falen van de waterkering (verlies van waterkerend vermogen).
<b>Variatiecoëfficiënt (VC)</b>	Quotiënt van de standaarddeviatie en de verwachtingswaarde.
<b>Verwachtingswaarde</b>	Het gewogen gemiddelde van alle mogelijke realisaties van een stochast, met als gewichtsfactor de kans dat een bepaalde waarde zich voordoet.



## Symbolenlijst

Symbolen Romeins (variabelen):

---

<b>f (x)</b>	Kansdichtheidsfunctie (PDF)
<b>F (x)</b>	Cumulatieve kansverdelingsfunctie (CDF)
<b>F</b>	Faalgebeurtenis
<b>h</b>	Buitenwaterstand
<b>m<sub>d</sub></b>	Modelonzekerheidsfactor
<b>m<sub>x</sub></b>	steekproef gemiddelde
<b>N</b>	Aantal simulaties
<b>n<sub>falen</sub></b>	Aantal simulaties waarbij falen optreedt
<b>N<sub>kt</sub></b>	Empirisch bepaalde conusfactor
<b>P<sub>f</sub></b>	Faalkans
<b>P<sub>eis,dsn</sub></b>	Toelaatbare faalkans voor een doorsnede
<b>P<sub>eis</sub></b>	Toelaatbare faalkans voor een dijktraject
<b>P(·)</b>	Kans op een bepaalde gebeurtenis
<b>q</b>	Overslagdebiet
<b>R</b>	Sterkte
<b>s<sub>x</sub></b>	standaardafwijking van de steekproef (parameter x)
<b>S</b>	Belasting
<b>S<sub>i</sub></b>	Scenario i
<b>SF</b>	Stabiliteitsfactor
<b>VC</b>	Variatiecoëfficiënt
<b>WBN</b>	Waterstand bij norm
<b>X</b>	Stochastische parameters vector
<b>x<sub>i</sub></b>	Stochastische parameter i / waarde van individuele profneming
<b>x<sub>j,i</sub></b>	Gemeten waarde j (individuele profneming) van parameter i
<b>x<sub>d,i</sub></b>	Reken waarde van de stochastische parameter i
<b>x<sub>k,i</sub></b>	Karakteristieke waarde van de stochastische parameter i
<b>Z</b>	Grenstoestandsfunctie (Engels: limit state function)

## Symbolen Grieks:

---

$\alpha$	FORM invloedscoëfficiënt
$\alpha^2$	Gekwadrateerd FORM invloedscoëfficiënt ( $\sum \alpha^2 = 1$ )
$\beta$	Betrouwbaarheidsindex
$\beta_{\text{dsn}}$	Betrouwbaarheidsindex op doorsnede niveau
$\beta_{\text{eis,dsn}}$	Betrouwbaarheidsindex eis op doorsnede niveau
$\gamma_n$	veiligheidsfactor bij semi-probabilistische beoordeling
$\Phi(\cdot)$	Standaard normale verdelingsfunctie
$\mu$	Gemiddelde waarde
$\sigma$	Standaardafwijking
$\Gamma$	Variantie reductiefactor

## Afkortingen:

---

<b>CDF</b>	Cumulative Density Function, Cumulatieve kansverdeling
<b>CRS</b>	Constant Rate of Strain
<b>CSSM</b>	Critical State Soil Mechanics
<b>DOV</b>	Dijken op veen
<b>EEM</b>	Eindige Element Methode
<b>FC</b>	Fragility Curve
<b>FORM</b>	First-Order Reliability Method
<b>LEM</b>	Limit Equilibrium Method
<b>MCS</b>	Monte Carlo Simulatie
<b>NAP</b>	Normaal Amsterdams Peil
<b>PDF</b>	Probability Density Function
<b>POP</b>	Pre-Overburden Pressure
<b>SHANSEP</b>	Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
<b>SF</b>	Stabiliteitsfactor
<b>SOS</b>	Stochastische Ondergrond Schematisering
<b>STBI</b>	macrostabiliteit binnenwaarts
<b>OI</b>	Ontwerp Instrumentarium
<b>TAW</b>	Technische Adviescommissie Waterkeringen
<b>TR</b>	Technische Rapport
<b>TRAS</b>	Technisch Rapport Actuele Sterkte
<b>TRGSD</b>	Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren Dijken
<b>TRWG</b>	Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies
<b>VNK</b>	Veiligheid Nederland in Kaart
<b>WBI</b>	Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium
<b>WBN</b>	Waterstand bij de norm



# 1 Inleiding

## 1.1 Aanleiding, doel en doelgroep

Faalkansanalyses voor waterkeringen hebben in Nederland inmiddels een lange ontwikkeling doorlopen. Deze ontwikkeling is begonnen met de TAW-Marsroute (1996) en doorgezet binnen Veiligheid Nederland in Kaart (VNK) (ENW, 2009, RWS, 2015a).

Het WBI (RWS, 2016a) en OI2014 (RWS, 2015b) bieden een nieuw perspectief om faalkansanalyses voor het beoordelen en ontwerpen van waterkeringen in te zetten. De veiligheidseisen zijn immers expliciet geformuleerd als aanvaardbare overstromingskansen (RWS, 2016a), welke kunnen worden doorvertaald naar faalkanseisen per faalmechanisme en dijkvak. De berekende faalkans uit een faalkansanalyse kan direct vergeleken worden met deze toelaatbare faalkansen.

Volledig probabilistische faalkansanalyses geven een scherper veiligheidsbeeld ten aanzien van semi-probabilistische analyses. Tegelijk is de ervaring met faalkansanalyses in de praktijk nog beperkt, zeker voor het faalmechanisme macro-instabiliteit van dijken zoals geadresseerd in deze handreiking. De ervaring tot op heden is vooral opgedaan in onderzoeksprojecten zoals Veiligheid Nederland in Kaart.

Het doel van de voorliggende handreiking is om faalkansanalyses voor macrostabiliteit in de praktijk te faciliteren door de theoretische achtergronden samenhangend te belichten. Daarnaast worden praktische handvatten gegeven voor zowel het bepalen van de invoer, het uitvoeren van de analyses en het duiden van de resultaten. Daarmee heeft de handreiking een beschrijvend maar geen normerend karakter. De vigerende regelgeving hangt af van de context van toepassing (bv. WBI of OI) en wordt niet door deze handreiking vervangen.

De voornaamste doelgroep zijn geotechnische adviseurs die al bekwaam zijn in het uitvoeren van semi-probabilistische stabiliteitsanalyses voor dijken, en die nu de stap naar volledig probabilistische faalkansanalyses willen maken. De gebruiker van deze handleiding wordt dan ook verondersteld bekend te zijn met het beoordelen van de macrostabiliteit van primaire keringen met het WBI 2017.

## 1.2 Scope en afbakening

Deze handreiking is generiek toepasbaar voor het beoordelen van het faalmechanisme macro-instabiliteit, maar vooralsnog is er alleen ervaring opgedaan met de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts. De principes zullen ook toepasbaar zijn met andere belastingsituaties of faalmechanismen, zoals aardbevingsbelastingen of macrostabiliteit buitenwaarts, hier is echter nog maar beperkt ervaring mee. Ook voor situaties waar opdrijven of opbarsten een rol speelt is nog maar beperkt ervaring opgedaan ten tijde van schrijven van deze groene versie. Voor deze situaties worden in deze handreiking op enkele plekken wel handvatten gegeven, maar deze dienen met zorg te worden gehanteerd.

Deze handreiking is geschreven met het oog op het beoordelen van waterkeringen conform het WBI 2017. Dat houdt in dat in eerste instantie bestaande situaties worden beschouwd, mogelijk rekening houdende met autonome veranderingen tot een peiljaar. De handreiking is vooralsnog niet bedoeld om mee te ontwerpen, hoewel hier van dezelfde principes als beoordelen gebruikt kan worden gemaakt. Immers, ook een ontwerp wordt uiteindelijk ook getoetst aan een faalkanseis.

### 1.3 Samenhang met andere publicaties

De algemene kaders en regels voor beoordelen van het faalmechanisme macro-instabiliteit binnenwaarts worden in het WBI 2017 gegeven, voor details wordt verwezen naar de Schematiseringshandleiding Macrostabieliteit (RWS, 2016a). Een volledig probabilistische analyse kan zowel in het kader van een gedetailleerde beoordeling plaats vinden als in een beoordeling op maat. De genoemde documenten bevatten echter slechts beperkt handvatten om faalkansanalyses uit te voeren.

Het TR Actuele Sterkte bij Dijken (TRAS; ENW, 2009) behandelt wel faalkansanalyses inclusief voorbeelden. Er worden echter maar beperkt details gegeven voor praktische uitvoering van de analyses en voor het bepalen van schematisering en invoerparameters op basis van de beschikbare gegevens. Ook op plausibiliteitscontrole van berekeningen wordt niet nader ingegaan. Hier tracht deze handreiking concrete handvatten voor te geven. Ook is in de tussentijd het rekenen met ongedraineerde schuifsterkte ingevoerd, wat destijds nog niet van toepassing was, maar wel een aangepaste uitwerking vereist.

Voor het uitvoeren van faalkans updating analyses, waarbij kennis over overleefde belastingen wordt gebruikt om de sterkte en veiligheid van een waterkering beter in te schatten, is een eveneens een groene versie van een handreiking beschikbaar (Kanning & Schweckendiek, 2016). In die handreiking wordt ook beknopt ingegaan op het uitvoeren van faalkansanalyses, de nadruk ligt aldaar echter op het uitvoeren van faalkans updating analyses.

### **Kader 1.1.1: Overeenkomsten en verschillen met VNK2**

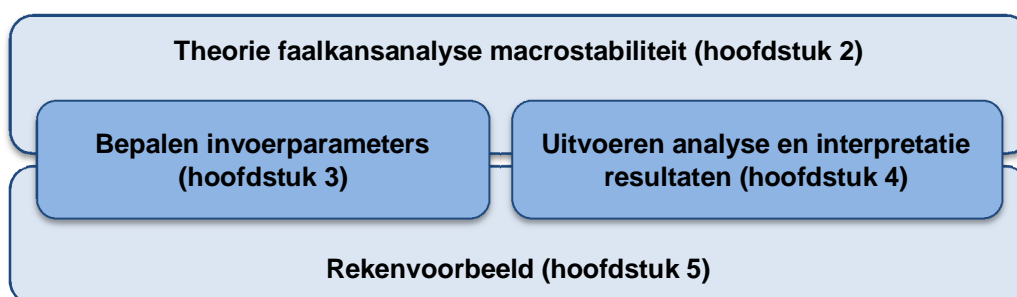
Ook in het project VNK2 zijn faalkansanalyses voor macrostabiliteit uitgevoerd. De beschrijvingen in deze handreiking trachten voor zover mogelijk voort te bouwen op de ervaringen uit VNK. Terwijl er nog veel overeenkomsten zijn met de VNK-analyses, zoals het werken met 2D-LEM modellen (bv. Uplift Van), zijn er ook duidelijke verschillen, die voor een groot deel voortkomen uit een andere manier van rekenen aan macrostabiliteit zelf, met name de invoering van het SHANSEP model voor ongedraineerde condities zoals ingevoerd in WBI2017. De belangrijkste verschillen zijn:

- 1 Er wordt uitgegaan van modellen die ook voor opdrijf- en opbarstcondities geschikt zijn. Hierdoor vervalt de noodzaak om aparte berekeningen voor niet-opbarstcondities en opbarstcondities uit te voeren zoals nog in VNK2 het geval was.
- 2 Er wordt uitgegaan van een random average approach, niet van een expliciete random field approach zoals in VNK2. Dat betekent dat wordt uitgegaan van laaggemiddelden en de onzekerheid hierin in plaats van expliciet de variabiliteit in de grond te modelleren. Deze variabiliteit wordt impliciet en door middel van ruimtelijke uitmiddeling meegenomen. Dit sluit beter aan op de in WBI voor alle faalmechanismen gehanteerde werkwijze.
- 3 Er wordt gewerkt met ongedraineerde schuifsterkte terwijl in VNK uitsluitend met gedraineerde schuifsterkte is gewerkt.

De betekenis van een aantal punten wordt mogelijk pas na lezen van de relevante secties uit dit rapport duidelijk.

## 1.4 Leeswijzer

De opbouw van dit document is weergegeven in Figuur 1.1. In hoofdstuk 2 worden de algemene werkwijze en de theoretische achtergronden beknopt maar samenhangend toegelicht, met bijzondere aandacht voor de verschillende typen onzekerheden die een rol spelen bij macro-instabiliteit en geotechnische faalmechanismen in het algemeen. Hoofdstuk 3 beschrijft vervolgens de praktische invulling voor de bepaling van de invoerparameters inclusief praktische handvatten. Hoofdstuk 4 gaat in op de duiding van faalkansanalyses voor macrostabiliteit. Hoofdstuk 5 bevat een uitgebreid rekenvoorbeeld.



Figuur 1.1: Leeswijzer met samenhang tussen de kernhoofdstukken.

### Groene versie oktober 2017

De voorliggende handreiking is een 'groene versie', waarin de huidige kennis en ervaring zoveel mogelijk is opgenomen. Gebruikers worden aangemoedigd om mogelijke aanvullingen en/of verbeteringen met de auteurs te delen, zodat deze in een volgende versie verwerkt kunnen worden.

Met name op gebied van bepaling van statistische invoer voor ongedraineerde schuifsterkteparameters op basis van correlaties met sondeerresultaten voorzien we nu al behoefte bij gebruikers aan meer handvatten en uitgewerkte voorbeelden. In recente projecten is hier op een pragmatische manier mee omgegaan door conservatieve keuzes te maken. Om zoveel mogelijk conservatieve keuzes te vermijden op een verantwoorde manier moet echter o.a. eerst het ruimtelijk statistisch model van Calle (2008) worden uitgebreid met de transformatie-onzekerheid van de correlaties met sonderingen, hetgeen in het kader van deze groene versie nog niet mogelijk was.

Zeer waarschijnlijk volgen er op deze groene versie dus updates met nieuwe inzichten, uitwerkingen en gebruikerservaringen. Zo worden er nu voorbeelden gegeven voor aparte stappen in de analyse gegeven, maar wordt er idealiter een samenhangende case toegevoegd van schematisering op basis van realistische data tot uiteindelijke beoordeling. Hiervoor is het essentieel dat u als gebruiker de ervaringen en behoeftes kenbaar maakt bij de auteurs en/of Rijkswaterstaat.

*Het schrijversteam  
September 2017 te Delft*

## 2 Theorie en achtergronden faalkansanalyses macrostabiliteit

### 2.1 Inleiding

Faalkansanalyses (of betrouwbaarheidsanalyses) voor macrostabiliteit van dijken hebben op hoofdlijnen dezelfde theoretische achtergrond als faalkansanalyses voor andere faalmechanismen of voor andere typen constructies. De algemene theorie wordt daarom slechts beknopt beschreven (sectie 2.2 en 2.3). Vervolgens wordt in dit hoofdstuk vooral aandacht besteed aan de specifieke invulling van faalkansanalyses voor macrostabiliteit in termen van de gehanteerde faaldefinitie (sectie 2.4), de relevante onzekerheden en hun modellering (secties 2.5 en 2.6), de benadering met *fragility curves* (sectie 2.7), en tenslotte de gehele werkwijze als stroomschema (sectie 2.8).

Het doel van dit hoofdstuk is om de lezer een samenhangend overzicht te geven van zowel de relevante definities en concepten als van de stappen die specifiek in een faalkansanalyse voor macrostabiliteit worden genomen. Voor gedetailleerd achtergrondmateriaal over probabilistische analyses wordt verwezen naar bijvoorbeeld CUR 190 (1997), CUR 190 (2002) of Baecher & Christian (2003); voor beoordeling van dijken naar o.a. ENW (2017), RWS (2016a) en Vrijling & van Gelder (2002).

### 2.2 Faalkans en betrouwbaarheid

#### 2.2.1 Faalkans

De faalkans wordt over het algemeen gedefinieerd als de kans dat de belasting  $S$  groter is dan de sterkte  $R$ , uitgedrukt in termen van de grenstoestandsfunctie ( $Z$ ) als:

$$Z = R - S \quad (1)$$

waarmee de *faalkans*  $P_f$  is gegeven als de kans dat de grenstoestandsfunctie een waarde kleiner dan 0 (nul) aanneemt:

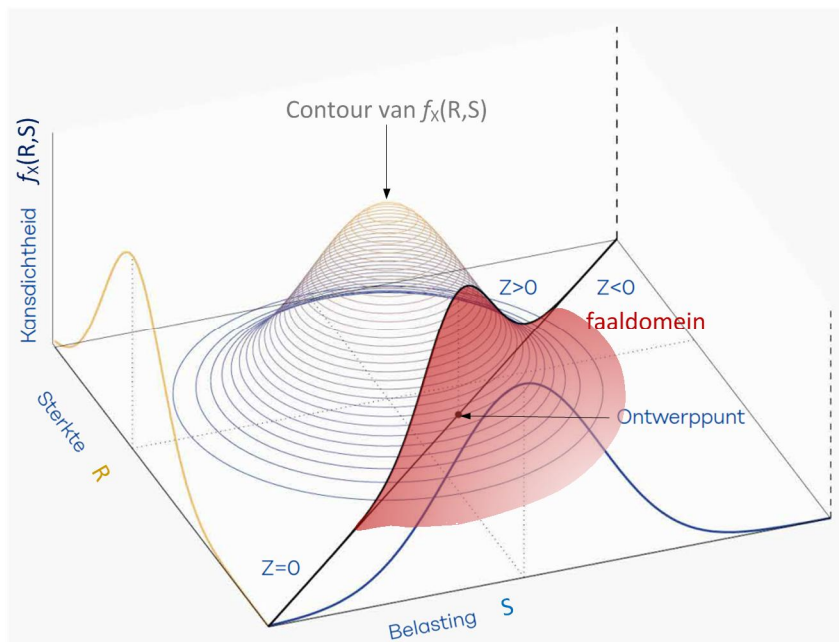
$$P_f = P(R < S) = P(Z < 0) \quad (2)$$

In meer algemene vorm, bijvoorbeeld als de grenstoestand meer variabelen bevat dan één belasting en één sterkte term, wordt de faalkans gedefinieerd als de kans dat de grenstoestandsfunctie  $Z(X)$  kleiner dan nul wordt, waarbij  $X$  de vector van alle stochastische/onzekere variabelen aanduidt en  $f_X(x)$  hun gezamenlijke kansdichtheidsfunctie:

$$P(Z(X) < 0) = \int_{Z(X) < 0} f_X(x) dx \quad (3)$$

De faalkans wordt dan bepaald door de kansdichtheid van alle stochastische variabelen in het faaldomein ( $Z(X) < 0$ ), of anders gezegd door de kans op alle parametercombinaties die tot falen leiden (zie illustratie in Figuur 2.1).





Figuur 2.1: Illustratie van gezamenlijke kansdichtheid twee variabelen en faaldomein, ENW (2017).

### 2.2.2 Betrouwbaarheidsindex

De faalkans  $P_f$  wordt ook vaak uitgedrukt in termen van de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  welke gedefinieerd is als:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (4)$$

of

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (5)$$

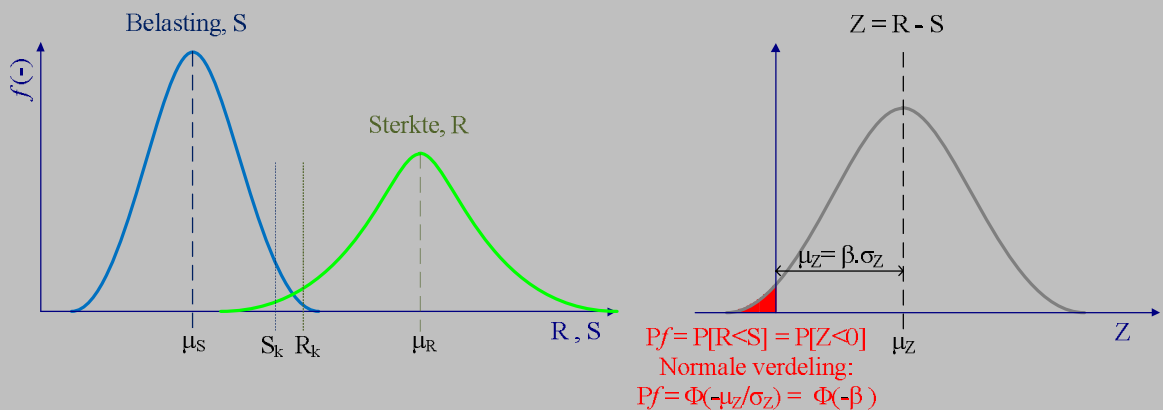
waarbij  $\Phi$  de cumulatieve standaard normale kansverdeling is.

### 2.2.3 Referentieperiode

Faalkansen (en daarmee ook betrouwbaarheidsindices) hebben altijd betrekking op een referentieperiode, bijvoorbeeld één jaar of de ontwerplevensduur van een constructie. In deze handreiking wordt uitgegaan van kansen op jaarbasis – dus een referentieperiode van 1 jaar.

### Kader 2.1: Betrouwbaarheidsindex

Een betrouwbaarheidsindex is net zoals de faalkans een maat voor veiligheid. De betrouwbaarheidsindex is direct gerelateerd aan de faalkans. Een manier om de betrouwbaarheidsindex te duiden is zijn betekenis in FORM analyses (zie 2.3.2) onder bepaalde voorwaarden:  $\beta = \mu_Z / \sigma_Z$ , waarin  $\mu_Z$  en  $\sigma_Z$  respectievelijk de verwachtingswaarde en standaardafwijking van de grenstoestandsfunctie zijn. De duiding is dan ook dat  $\beta$  de marge tot falen aangeeft in termen van het aantal standaardafwijkingen van de totale onzekerheid in de veiligheidsmarge (c.q. de grenstoestandsfunctie).

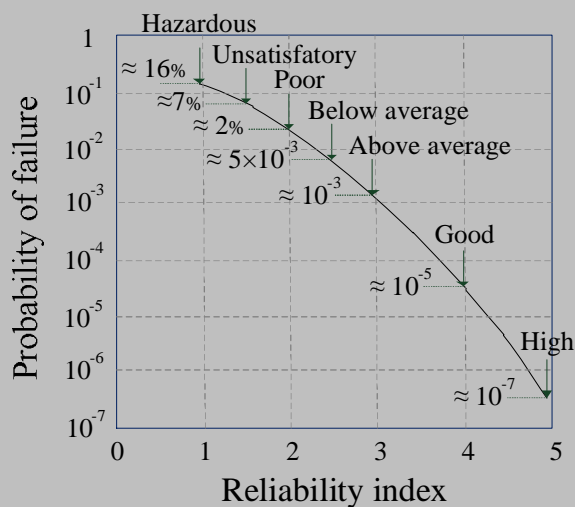


Met EXCEL:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad := \text{NORM.INV}(1 - p_f, 0, 1)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad := \text{NORMDIST}(-\text{beta}, 0, 1, \text{TRUE})$$

Faalkans versus betrouwbaarheidsindex, classificatie voorgesteld door US Army Corps of Engineers (Phoon, 2008).



Opmerking: In de bronpublicatie van de getalswaarden (USACE, 1997) is niet duidelijk op welke referentieperiode deze betrekking hebben (bv. jaarkansen of levensduur).

## 2.3 Faalkans analyse methodes

Er zijn diverse manieren om een faalkansanalyse uit te voeren, allen met voor- en nadelen ten opzichte van elkaar. Hieronder wordt een aantal benoemd, voor gedetailleerde beschrijvingen wordt verwezen naar de relevante literatuur (bv. CUR 190, 2002). De methodes zijn ingedeeld in onderstaande drie niveaus. In het vervolg heeft deze handreiking uitsluitend betrekking op niveau 2 of 3 berekeningen.

### 2.3.1 Niveau 3 (exact)

Niveau 3 faalkansanalyses zijn (in de limiet) exacte rekentechnieken ter bepaling van de faalkans als gedefinieerd in vgl.(6). De meest bekende en gebruikelijke methode is *Monte Carlo Simulatie (MCS)*. Hierbij wordt de faalkans bepaald door een groot aantal trekkingen te doen uit de kansverdelingen van alle stochastische variabelen en vervolgens de ratio van faalgevallen ( $n_{falen}$ ) en totaal aantal simulaties ( $n$ ) te bepalen.

$$P_f \approx n_{falen}/n \quad (6)$$

Bij oneindig veel trekkingen of realisaties (dus in de limiet) is de met MCS verkregen schatting van de faalkans exact. Er zijn vervolgens nog varianten op MCS zoals Importance Sampling, Directional Sampling of Subset Simulation om het aantal trekkingen en daarmee berekeningen te beperken. Het vereiste aantal berekeningen, orde  $400/P_f$  voor een 95% betrouwbaar antwoord, is namelijk het nadeel van de klassieke Monte Carlo simulatie.

Een andere niveau 3 methode is *Numerieke Integratie (NI)*. Bij een oneindig fijne discretisatie zou ook deze techniek het exacte antwoord geven. Zeer fijne discretisaties zijn echter alleen haalbaar voor problemen met maar een of twee stochastische variabelen. Het aantal benodigde berekeningen neemt immers exponentieel toe met het aantal stochasten. Voor meer informatie over niveau 3 methodes wordt verwezen naar (Phoon, 2008).

### 2.3.2 Niveau 2 (benadering)

Niveau 2 methoden zijn technieken die een benadering behelzen. De meest bekende is de *First-Order Reliability Method (FORM)*. FORM bepaalt iteratief de ligging van het zogenaamde *design point*. Dit *design point* is, vrij gezegd, de meest waarschijnlijke parameter combinatie (c.q. hoogste kansdichtheid) welke tot falen zou leiden (c.q.  $Z=0$ ). FORM is exact voor grenstoestandsfuncties ( $Z$ ) met lineaire combinaties van normaal verdeelde variabelen. Voor de meeste faalmechanismen zijn de grenstoestanden echter niet lineair en bevatten ze deels niet-normale verdelingen. Desalniettemin is de FORM-benadering doorgaans voldoende accuraat voor faalmechanismen als macrostabiliteit of piping. Een voordeel van FORM ten opzichte van een exacte methode is dat FORM doorgaans veel minder berekeningen vergt en het benodigde aantal berekeningen in principe niet sterk afhangt van het aantal stochastische variabelen. Nadelen zijn convergentieproblemen die kunnen voorkomen en het vinden van lokale in plaats van globale minima (zie sectie 4.1.2 voor controles en handvatten).

### 2.3.3 Niveau 1 (semi-probabilistisch)

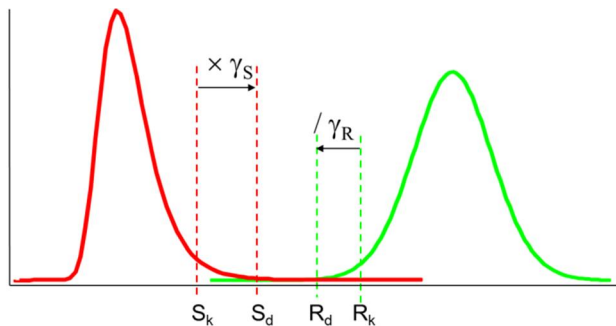
Niveau 1 analyses zijn weliswaar gerelateerd aan faalkansen maar leveren uiteindelijk niet expliciet faalkansschattingen als resultaat. Daarom worden ze ook semi-probabilistische analyses genoemd. In semi-probabilistische analyses wordt middels een controle met *rekenwaarden* aangetoond of een constructie of faalmechanisme aan de vereiste faalkans voldoet (zie Figuur 2.2). Een dergelijke controle heeft doorgaans het format:

$$\frac{R_d}{S_d} > \text{eis} \quad (7)$$

waarbij de “eis” doorgaans uitgedrukt wordt als schadefactor ( $\gamma_n$ ),  $R_d$  en  $S_d$  zijn de rekenwaarden van respectievelijk sterkte en belasting, welke doorgaans bepaald worden door de karakteristieke waarden te delen door of te vermenigvuldigen met de bijbehorende partiële factoren ( $\gamma$ ):

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad \text{en} \quad S_d = S_k \times \gamma_S \quad (8)$$

Voor Nederlandse waterkeringen wordt voor karakteristieke waarden voor sterkteparameters vaak uitgegaan van het 5%-kwantiel. Voor belastingen wordt vaak direct de rekenwaarde bepaald met een bepaalde overschrijdingskans (bv. gelijk aan de norm-overstromingskans voor waterstanden) zonder gebruik te maken van een partiële belastingfactor.

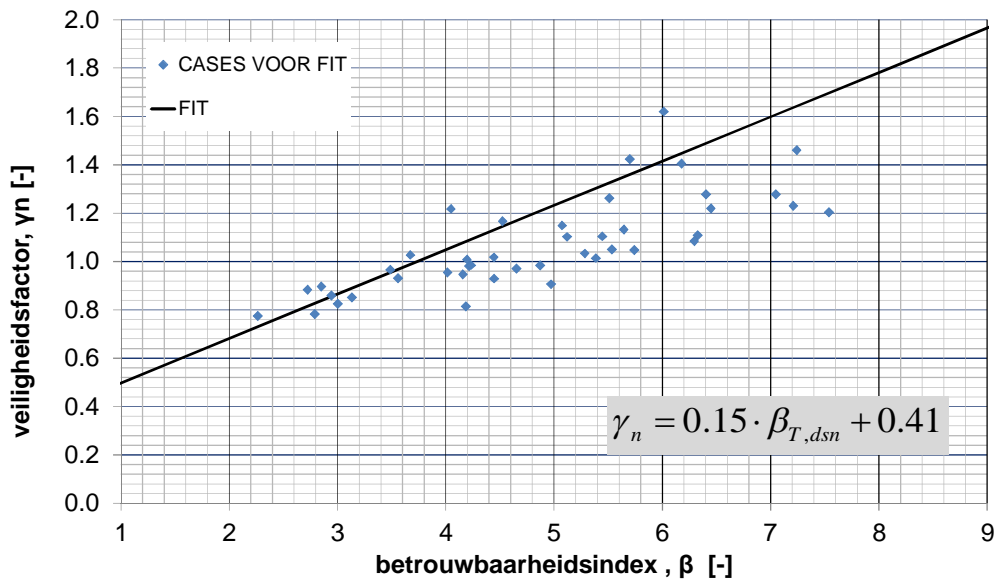


Figuur 2.2: Illustratie van rekenwaarden voor belasting en sterkte

Om de relatie tussen faalkans(eis) en semi-probabilistische berekeningen te leggen, worden kalibratiestudies uitgevoerd zoals ook in WBI 2017. De standaard gedetailleerde beoordelingen in WBI en ontwerpen van dijken worden immers semi-probabilistisch uitgevoerd.

In de kalibratiestudie voor macrostabiliteit (Kanning et al., 2017) is bijvoorbeeld voor enkele tientallen representatieve dijken zowel een stabiliteitsfactor met rekenwaarden als een faalkans berekend. In Figuur 2.3 zijn de resultaten tegen elkaar uitgezet. Op basis van de gegenereerde punten kan een kalibratierelatie (in dit geval een lijn) worden gedefinieerd waarvoor geldt dat bij een bepaalde berekende stabiliteitsfactor met grote zekerheid minimaal een bepaalde betrouwbaarheidsindex kan worden verwacht.

De grote spreiding in de puntenwolk en het feit dat de gekalibreerde relatie een conservatieve inschatting van de faalkans betreft, geeft tegelijk aan dat doorgaans kan worden verwacht dat uitvoeren van een probabilistische faalkansanalyse voor macrostabiliteit een gunstiger veiligheidsbeeld geeft dan een semi-probabilistische analyse.

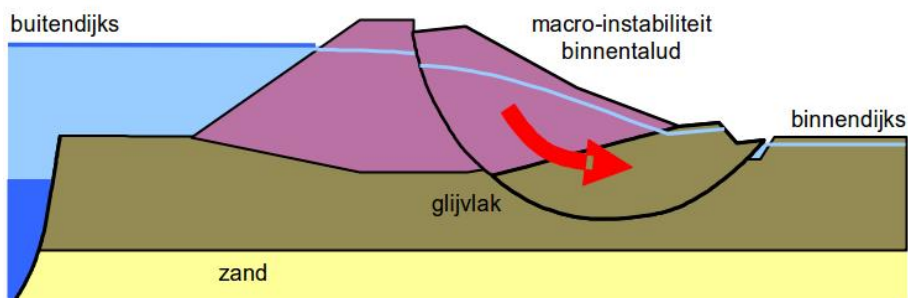


Figuur 2.3: Resultaten kalibratie studie macrostabiliteit voor WBI 2017 (Kanning et al, 2017). De zwarte lijn geeft de gekozen relatie tussen de rekenwaarde van de stabiliteitsfactor (berekende stabiliteitsfactor met rekenwaarden, gedeeld door de rekenwaarde van de moelfactor) (verticale as) en de met 80% van de gevallen minimaal te verwachten betrouwbaarheidsindex  $\beta$  (horizontale as) weer.

## 2.4 Faaldefinitie macrostabiliteit

De faaldefinitie voor macrostabiliteit binnenwaarts betreft het optreden van een afschuiving van het binnentalud van de dijk, zoals schematisch is weergegeven in Figuur 2.4. De beoordeling betreft de kans van optreden van een binnenwaartse afschuiving van het dijktalud. Bij de beoordeling van de macrostabiliteit worden alleen schuifvlakken beschouwd die tot falen van de waterkering kunnen leiden.

Deze faaldefinitie komt overeen met de gehanteerde faaldefinitie in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (RWS, 2016b). Voor een uitgebreide beschrijving van het faalmechanisme wordt verwezen naar 't Hart et al. (2016).



Figuur 2.4: Macro-instabiliteit binnenwaarts van een dijktalud ('t Hart et al., 2016)

De taludstabiliteit kan op verschillende manieren worden geanalyseerd, bijvoorbeeld met grensevenwicht beschouwingen (bv. Bishop, Uplift-Van of Spencer) of door middel van numerieke analyses (bv. EEM). In alle gevallen kan een stabiliteitsfactor  $SF$  worden gedefinieerd die de marge tot instabiliteit aangeeft. Afhankelijk van de methode of het model

kan de definitie van de stabiliteitsfactor  $SF$  verschillen. Zo wordt bij Bishop, Uplift Van en Spencer de ratio van aandrijvende en stabiliserende krachten en momenten beschouwd. Daarentegen gebruikt bijvoorbeeld Plaxis een sterktereductie methode. Dit is één van de redenen waarom elk model zijn eigen modelonzekerheid kent.

Per definitie zou bij perfect bekende invoer en een perfect accuraat model falen optreden bij een stabiliteitsfactor  $SF < 1.0$ . Omdat het model echter niet perfect is moet rekening worden gehouden met modelonzekerheid. In deze handreiking wordt deze onzekerheid in rekening gebracht door een kansverdeling voor de modelonzekerheidsfactor  $m_d$ . De grenstoestandsfunctie ( $Z$ ) kan dan als volgt worden gedefinieerd:

$$Z = SF \cdot m_d - 1 \quad (9)$$

De kans op falen volgens deze definitie is dus de kans van optreden van een relevante afschuiving van het binnentalud van de dijk, rekening houdend met alle onzekerheden in het model en andere parameters die de macrostabiliteit beïnvloeden, zoals:

- (On)verzadigd volumiek gewicht.
- Cohesie
- Hoek van inwendige wrijving.
- Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio.
- Sterktetoename-exponent.
- Grensspanning.
- Buitenwaterstand.

Sectie 2.5 gaat in op de algemene classificatie van typen onzekerheden; hoofdstuk 3 adresseert vervolgens het schematiseren van de onzekerheden specifiek relevant voor macro-instabiliteit.

Een alternatieve definitie voor falen voor macrostabiliteit is een eis aan de maximaal optredende vervorming in termen van bijvoorbeeld kruindaling ( $W_{max}$ ). Indien de vervormingseis gerelateerd is aan overstromen is deze grenstoestand ook gerelateerd aan de waterveiligheidsnormen en bijbehorende faalkanseisen. Vaak zijn vervormingseisen echter gerelateerd aan andere functies van de dijk (bv. wegfundering) of aan omgevingsbeïnvloeding (bv. schade aan huizen). In dat geval zijn ook andere betrouwbaarheidseisen van toepassing, vergelijkbaar met het onderscheid tussen de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand in de Eurocode. In deze handreiking wordt verder niet nader ingegaan op deze alternatieve faaldefinitie.

## 2.5 Typen onzekerheden

Er zijn verschillende typen onzekerheden die bijdragen aan de totale onzekerheid bij het beoordelen van de betrouwbaarheid van waterkeringen en dijken. Hoewel in de faalkansanalyse alle onzekerheden uiteindelijk bijdragen aan de faalkans is het belangrijk om te beseffen dat de variabiliteit die we in bijvoorbeeld meetgegevens aantreffen niet uitsluitend ruimtelijke variabiliteit van de grond betreffen, maar ook voor een groot deel kennisonzekerheid en (systematische) meet- en modelfouten. Omdat dit belangrijk is voor de interpretatie van data en het modelleren van onzekerheden, worden de belangrijkste definities en concepten hieronder kort beschreven. Voor diepergaande uiteenzettingen wordt wederom naar de literatuur verwezen (bv. Baecher & Christian, 2003).

Bij de verschillende typen onzekerheid wordt er over het algemeen onderscheid gemaakt in twee hoofdgroepen:

- **Natuurlijke variabiliteit** (Engels: aleatory uncertainties), zijn onzekerheden die veroorzaakt worden door toevalsfenomenen (randomness). Hierbij gaat het vooral om variabiliteit in de tijd zoals de maximale rivierafvoer per jaar. We kunnen voor het maximum in een jaar een kansverdeling bepalen maar de onzekerheid valt niet of nauwelijks te reduceren door extra metingen.
- **Kennisonzekerheid** (Engels: epistemic uncertainties), zijn onzekerheden over aspecten die in principe bekend zouden kunnen zijn, maar dit in de praktijk niet zijn. Zo heeft bijvoorbeeld grond een bepaalde sterkte die we middels proeven of grondonderzoek kunnen schatten. Door beperkte nauwkeurigheid en/of resolutie van de metingen blijft echter onzekerheid in de werkelijke waarde van de sterkte aanwezig. Het verschil met natuurlijke variabiliteit is echter dat we met aanvullende metingen de onzekerheid wel kunnen verkleinen en de werkelijke waarde in principe exact te weten kunnen komen (praktische beperkingen daargelaten).

Bij het bepalen en beoordelen van de faalkans is het onderscheid tussen de verschillende typen onzekerheden in principe niet van belang (Der Kiureghian & Ditlevsen, 2009). Echter, bij het bepalen van vervolgstappen is het onderscheid wel van belang, aangezien kennisonzekerheden kunnen worden gereduceerd door het inwinnen van aanvullende informatie. Ook voor situaties waar het toepassen van faalkansupdate wordt overwogen is het onderscheid relevant, aangezien kennisonzekerheid reduceerbaar is door het toevoegen van extra informatie uit overleefde belastingen, terwijl natuurlijke variabiliteit dat niet is (Kanning & Schweckendiek, 2016).

#### 2.5.1 Natuurlijke variabiliteit in de tijd

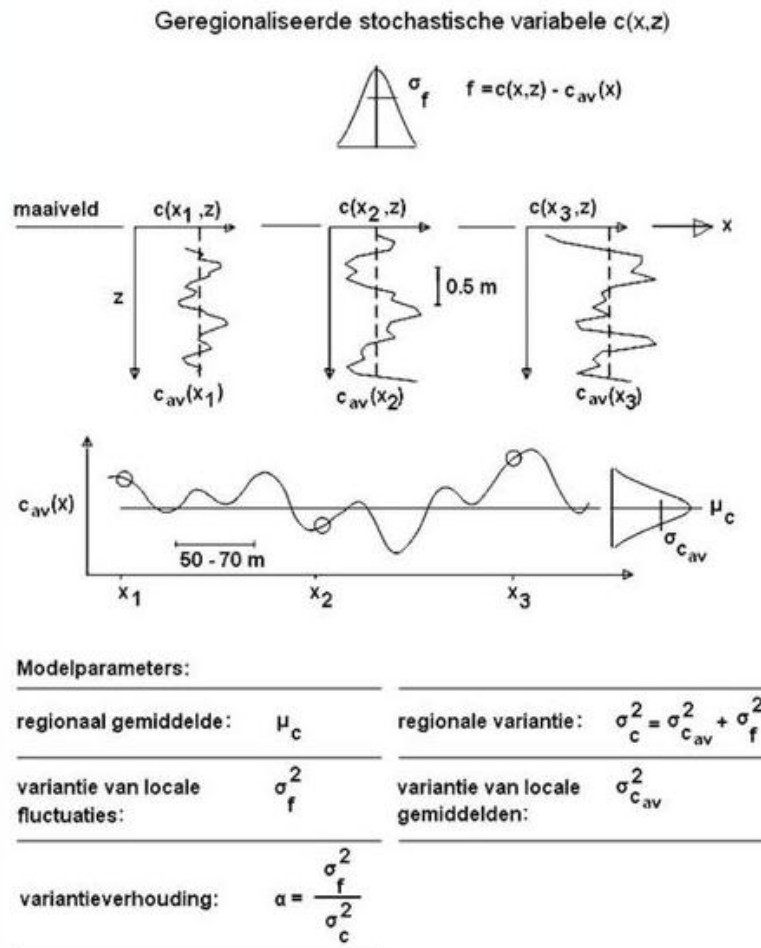
Bij natuurlijke variabiliteit in de tijd gaat het doorgaans om tijdsreeksen van natuurlijke processen. Voorbeelden zijn de jaarmaxima van rivierafvoeren of de windkracht tijdens hoogwater. We kunnen voor dergelijke tijdsreeksen middels statistiek kansverdelingen bepalen. De optredende maximale rivierafvoer in een bepaald jaar zegt echter weinig tot niets over de optredende maximale rivierafvoeren in de volgende jaren. Daarom valt dit soort fenomenen in de categorie *aleatory uncertainties*, dus echte *random Ness*.

#### 2.5.2 Ruimtelijke variabiliteit in geologische eenheden

Geometrische parameters en grondeigenschappen variëren in de ruimte. Zo is de hoogte van het maaiveld aan de binnenkant van een dijk niet overal precies gelijk. Ook eigenschappen als schuifsterkte of doorlatendheid van grond zijn heterogeen. Bij grondeigenschappen is de heterogeniteit door geologische afzettingsprocessen bijna altijd anisotroop in de zin dat parameters in de diepte vrij sterk fluctueren (korte correlatielengte, vaak orde decimeters) en in het horizontale vlak, en daarmee ook de lengterichting van de dijk, minder sterk (langere correlatielengte, vaak orde 20-100m).

Voor grondeigenschappen kan grof de indeling worden gemaakt tussen heterogeniteit van ligging en geometrie van geologische eenheden, en heterogeniteit van eigenschappen binnen een geologische eenheid. In deze handreiking gaan we ervan uit dat de grondopbouw qua geometrie geschematiseerd kan worden net als in een standaard (semi-probabilistische) stabiliteitsanalyse (RWS, 2016b), eventueel rekening houdend met meerdere scenario's (ENW, 2012). Voor de variabiliteit binnen een geologische eenheid wordt uitgegaan van het

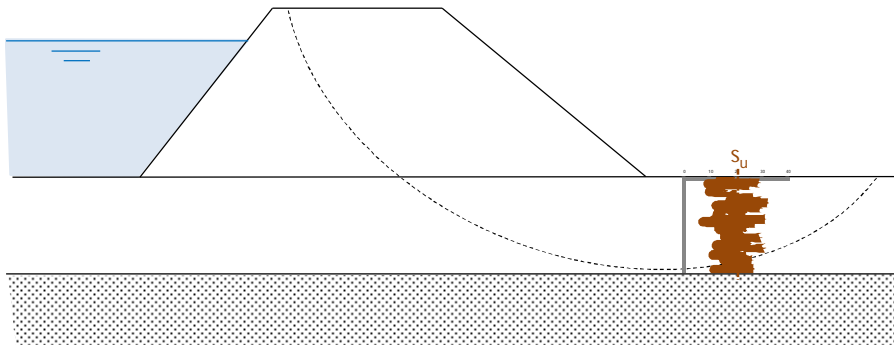
conceptuele stochastische model voor ruimtelijke spreiding, zoals beschreven in bijlage 1 van [TAW, 2001] en samengevat in Figuur 2.5.



Figuur 2.5: Weergave van het ruimtelijke model van Calle et al. (2008). Grondeigenschap  $C$  varieert (continu) als functie van  $x$  (horizontaal) en  $z$  (verticaal). De waarde  $C(x,z)$  is opgebouwd uit een lokaal gemiddelde  $C_{av}(x)$ , die in horizontale richting fluctueert rond het regionale gemiddelde  $\mu_c$  en een component  $(C(x,z) - C_{av}(x))$  die in verticale richting fluctueert rond  $C_{av}(x)$ . De fluctuaties in verticale richting zijn normaal verdeeld met gemiddelde 0 (nul) en standaardafwijking  $\sigma_f$  en de fluctuaties van het lokale laaggemiddelde  $C_{av}(x)$  rond het regionale gemiddelde  $\mu_c$  zijn normaal verdeeld met gemiddelde 0 (nul) en standaardafwijking  $\sigma_{c_{av}}$  (local average). De totale variantie van de fluctuaties van  $C(x,z)$  ten opzichte van het regionale gemiddelde  $\mu_c$  is  $\sigma_c^2 = \sigma_f^2 + \sigma_{c_{av}}^2$  (de regionale variantie “=” de variatie van lokale fluctuaties “+” variatie van lokale gemiddelden). De steekproefvariantie van een regionale proevenverzameling is een schatter voor de regionale variantie.

Het ruimtelijke model geeft in wezen aan dat we voor stabiliteitsanalyses geïnteresseerd zijn in de resterende regionale onzekerheid over de laagdikte gemiddelde eigenschappen (“laaggemiddelden”). De reden daarvoor is dat een laag die door een schuifvlak wordt doorsneden doorgaans dikker is dan de schaal van lokale verticale fluctuaties van grondeigenschappen (zie Figuur 2.6). Daarom wordt er in het model van uitgegaan dat de variatie in verticale richting volledig uitgemiddeld mag worden. De variatieschaal in horizontale zin is doorgaans groter, waardoor er in horizontale richting geen uitmiddeling in rekening gebracht.

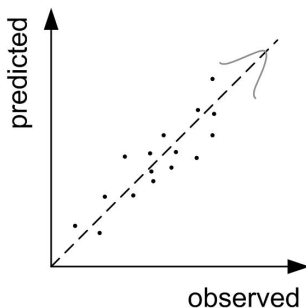




Figuur 2.6: Uitmiddeling van schuifsterkte langs een glijvlak (schematisch)

### 2.5.3 Model en transformatieonzekerheid

Waar het bij intrinsieke en ruimtelijke variabiliteit gaat om “echte” variabiliteit van fysieke eigenschappen, gaat het bij model- en transformatieonzekerheid vooral om schattingsfouten en dus om kennisonzekerheid. Over het algemeen worden modelfouten gedefinieerd als het verschil tussen de werkelijkheid (bv. uitkomst van een “perfect” experiment) en de voorspelling of schatting door een model (bij perfect bekende modelinvoer).



Figuur 2.7: Illustratie van de modelfout als verschil tussen geobserveerde werkelijkheid en (model) voorspelling.

Bij de modellen kan het enerzijds gaan om (reken)modellen die fysisch gedrag voorspellen, voor stabiliteit in de handreiking vooral LEM (glijvlakmodellen, c.q. grensevenwichtmethodes) als Bishop, Uplift-Van of Spencer. Of anderzijds om transformatiemodellen (“correlaties”) zoals het schatten van ongedraineerde schuifsterkte uit sonderingen. Meetfouten kunnen overigens op dezelfde manier worden behandeld.

### 2.5.4 Statistische onzekerheid

Dit type onzekerheid houdt verband met het beperkte waarnemingen waarop we onze schattingen van kansen en kansverdelingen baseren. Zo zijn we bijvoorbeeld minder zeker van de waarde van het gemiddelde en de standaardafwijking van het volumiek gewicht van een grondsoort als we slechts enkele meetwaarden hebben vergeleken met de situatie dat we over tientallen of honderden (onafhankelijke) metingen beschikken.

Statistische onzekerheid is reduceerbaar door toevoegen van meer data door middel van bijvoorbeeld metingen of laboratoriumproeven.

### 2.5.5 Schematiseringonzekerheid

Schematiseringonzekerheid gaat in de kern erom dat we als ingenieurs bij het bepalen of schematiseren van de modelinvoer keuzes maken op basis van beperkte gegevens. Wat betreft parameters kan de onzekerheid met rekenwaarden of in geval van faalkansanalyses

met kansverdelingen worden afgedekt. Sommige keuzes in schematiseringen zijn echter van discrete aard, bijvoorbeeld:

- Is er hydraulische kortsluiting of niet?
- Is er in het dijkvak ergens een niet met sonderingen opgespoorde zandbaan of kleilens?
- Is de slappe veenlaag die ik soms in de boringen zie overal aanwezig?
- Zijn er kabels of leidingen aanwezig?

Uiteindelijk maken ingenieurs voor zulke zaken geïnformeerde keuzes op basis van waarschijnlijkheid en impact op het veiligheidsoordeel. In het kader van kansberekeningen kan hier systematisch mee worden omgegaan door scenario's te definiëren en daar kansen aan toe te kennen. Het TRGD (ENW, 2012) beschrijft de theorie en werkwijze zowel vol probabilistisch als semi-probabilistisch in detail. In deze handreiking houden we het op de kern van de schematiseringstheorie welke berust op de *law of total probability*:

$$P(F) = \sum P(F|S_i)P(S_i) \quad (10)$$

waarin  $P(F|S_i)$  de (conditionele) kans op falen gegeven scenario  $S_i$  is, en  $P(S_i)$  de kans op scenario  $S_i$  zelf. Dat wil zeggen dat de totale faalkans een gewogen gemiddelde is van de voorwaardelijke faalkansen in het geval  $S_i$  waar zou zijn. Zie verder sectie 2.6.3 voor het modelleren van scenario's.

#### 2.5.6 Imponderabilia

In faalkansanalyses zoals beschreven in deze handreiking wordt geen rekening gehouden met imponderabilia of anders ook *unknown unknowns*, *deep uncertainty* of *black swans* genoemd. Zulke onvoorziene omstandigheden worden in WBI geadresseerd door strengere eisen aan de te beoordelen faalmechanismes te stellen waardoor impliciet met een extra bijdrage van imponderabilia aan de faalkans rekening wordt gehouden (c.q. het zogenaamde "faalkansbudget onvoorzien").

### 2.6 Modelling van onzekerheden

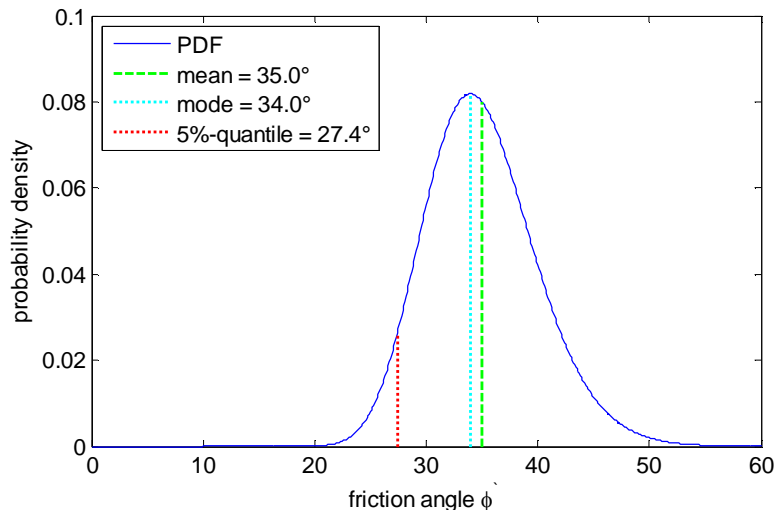
In het kader van risico- en faalkansanalyses streven we er naar om een zo goed mogelijke schatting van de faalkans te verkrijgen. Daarom trachten we onzekerheden zo zuiver mogelijk af te beelden in termen van kansen en kansverdelingen. Hieronder wordt kort ingegaan op de drie meest gangbare manieren van modellering van onzekerheden in faalkansanalyses, namelijk continue kansverdelingen (secties 2.6.1 en 2.6.2), scenario's (in feite discrete kansverdelingen, sectie 2.6.3) en (conservatieve) puntschattingen (waar modellering in termen van kansen niet mogelijk is, sectie 2.6.4). Tenslotte wordt kort ingegaan op de modellering van afhankelijkheden of correlaties (sectie 2.6.5). Deze sectie beschrijft theoretische achtergronden voor de concrete invulling per relevante parameter in hoofdstuk 3.

#### 2.6.1 Kansverdelingen (continu)

De meeste parameters in geotechnische vraagstukken bestrijken een continue range van waarden die ze aan kunnen nemen, bijvoorbeeld wrijvingshoek, volumegewicht of ongedraineerde schuifsterkte. De onzekerheid in de betreffende stochastische variabelen kan dan ook het best met continue kansverdelingen worden gemodelleerd. Veelgebruikte kansverdelingen zijn:

- Normale verdeling: geschikt voor de meeste parameters met natuurlijke spreiding.
- Lognormale verdeling: geschikt voor de meeste parameters met natuurlijke spreiding waarvan een getalswaarde kleiner dan 0 (nul) fysisch niet mogelijk is.

- Extreme waarde verdeling: geschikt voor variabelen waarvoor de kansverdeling voor de extreme waarden belangrijk is, bijvoorbeeld voor de buitenwaterstand.
- Minder vaak gebruikte verdelingen zijn de uniforme verdeling of driehoeksverdeling.



Figuur 2.8: Lognormale verdeling van de wrijvingshoek van zand met een gemiddelde waarde van  $35^\circ$  en een standaard afwijking van  $5^\circ$

Figuur 2.8 toont een voorbeeld van een lognormale verdeling voor de wrijvingshoek van een soort zand. De wrijvingshoek kan niet negatief zijn, daarom is voor een lognormale verdeling gekozen. De verdeling is vooral gekenmerkt door de verwachtingswaarde (*mean value*) en de spreiding (*standard deviation*). Ook de meest waarschijnlijke waarde (*mode*) is te zien. Merk op dat we voor het modelleren van de onzekerheid van sterkteparameters vooral geïnteresseerd zijn in het linker deel van de verdeling, waar ook het 5%-kwantiel (vaak definitie karakteristieke waarde) is gelegen. Het gaat immers om de kans dat een optredende belasting de aanwezige sterkte overschrijdt.

### 2.6.2 Bepaling parameters kansverdeling uit steekproef

Op basis van de steekproef kunnen steekproef kenmerken worden bepaald. In vgl.(11) en (12) zijn dat de rekenkundig gemiddelde waarde) en steekproefstandaardafwijking:

$$\mathbf{m}_x = \Sigma x_i / n \quad (11)$$

$$s_x^2 = \Sigma (x_i - \mathbf{m}_x)^2 / (n - 1) \quad (12)$$

waarin:

$x_i$	waarde individuele proefneming
$m_x$	gemiddelde van de proefnemingen
$n$	aantal proefnemingen
$s_x$	standaardafwijking van de steekproef

Bij gebruik van normale verdelingen kunnen het gemiddelde en de standaardafwijking direct als schatters voor de verdelingsparameters ( $\mu_x$  en  $\sigma_x$ ) worden gebruikt (*Method of Moments*), andere statistische methodes zoals *Maximum likelihood* zijn ook mogelijk.

Voor veel geotechnische parameters ligt het toepassen van een lognormale verdeling voor de hand, bijvoorbeeld als negatieve waarden fysisch niet mogelijk zijn. De verdelingsparameters

voor de lognormale verdeling  $\zeta_y$  en  $\lambda_y$  kunnen worden geschat met de momenten (gemiddelde en standaardafwijking) volgens:

$$\zeta_y = \ln(\mu_x) - \frac{1}{2} \cdot \sigma_x^2 \quad (13)$$

$$\lambda_y^2 = \ln(1 + (\sigma_x / \mu_x)^2) \quad (14)$$

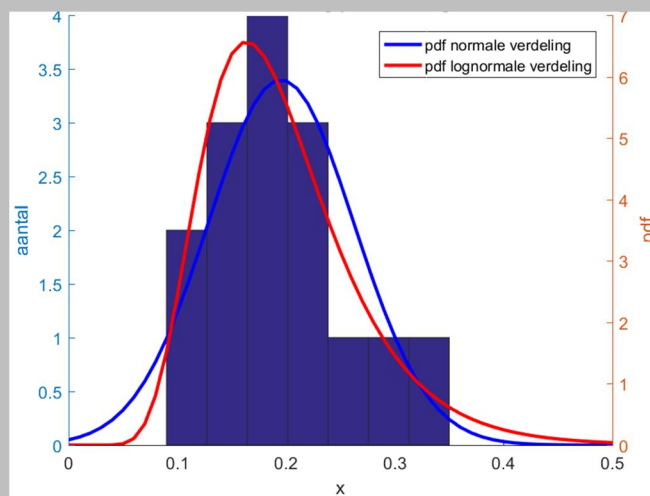
Als de stochastische variabele  $X$  lognormaal verdeeld is, heeft de stochastische variabele  $Y = \ln(X)$  dus een normale verdeling. Dan zijn  $\mu_x$  en  $\sigma_x$  de momenten (verwachtingswaarde en de standaardafwijking) van de steekproef, en  $\zeta_y$  en  $\lambda_y$  de verwachtingswaarde en standaardafwijking van de natuurlijke logaritme van de steekproefwaarden.

### Kader 2.2: Bepaling parameters kansverdeling uit steekproefnemingen – Voorbeeld

Stel er zijn in een steekproef 15 waarden voor  $X$  bepaald:

0.09; 0.12; 0.14; 0.14; 0.15; 0.17; 0.18; 0.19; 0.19; 0.22; 0.23; 0.23; 0.25; 0.28; 0.35

Het gemiddelde van deze waarden  $m_x = 0.20$ ; de standaardafwijking  $s_x = 0.067$  en de variatiecoëfficiënt  $VC = 0.34$ . Een lognormale fit leidt tot  $\zeta_y = -1.69$  en  $\lambda_y = 0.35$ . Het verschil in kansverdeling (met het onderliggende histogram van de proefnemingen) is onderstaand weergegeven.

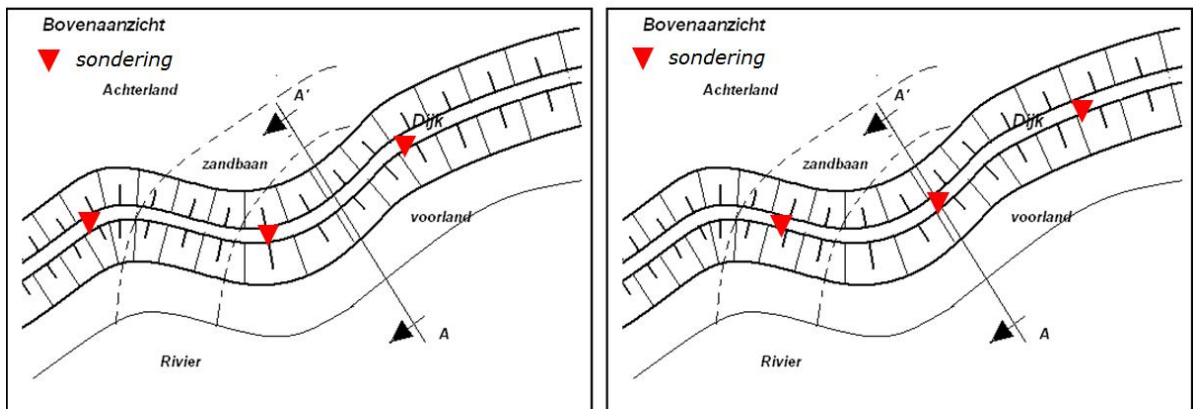


Het zoals hierboven beschreven bepalen van kansverdelingen veronderstelt dat de steekproef ook representatief is voor de te modelleren variabele en de bijbehorende onzekerheid. Op het moment dat de onzekerheid in bijvoorbeeld lokale gemiddelden van schuifsterkte, terwijl de steekproef op grotere (regionale) geografische schaal is ingewonnen moet hiermee rekening worden gehouden zoals beschreven in Calle (2008) en samengevat in sectie 2.5.2.

*Noot: Voor semi-probabilistische beoordelingen wordt bij lage aantallen waarnemingen in een steekproef gewerkt met een student-t verdeling. Werken met een student-t verdeling is echter in volledig probabilistische analyses om meerdere redenen lastig. Wanneer consistentie tussen een semi-probabilistische en een probabilistische analyse van belang is kan ervoor worden gekozen om bij wijze van benadering de spreiding zo te kiezen dat de karakteristieke waarden (5%-kwantielen) overeenkomen.*

### 2.6.3 Scenario's (discreet)

Er zijn onzekerheden die niet of nauwelijks als continue kansverdelingen te modelleren zijn, maar wel als scenario's met kansen, of in feite als discrete kansverdelingen. Voorbeelden hiervan zijn de aanwezigheid van een zandbaan die mogelijk in veldonderzoek niet aangetroffen is maar toch aanwezig kan zijn (zie TRAS bijlage D en Figuur 2.9).



Figuur 2.9: Bij het uitvoeren van grondonderzoek kan een zandbaan gemist worden

Een ander voorbeeld is onzekerheid over hydraulische kortsluiting van een watervoerend pakket met een kanaal of rivier. Het onvermogen om een parameter als continu te modelleren kan ook uit beperkingen in een model of software voortkomen. Zo is het bijvoorbeeld moeilijk om de reactie van de freatische lijn op veranderend buitenwater in glijvlak modellen (LEM) parametrisch te modelleren.

Als onzekerheden niet of moeilijk als continue kansverdeling zijn te modelleren kunnen dus discrete scenario's  $S_i$  met elk een scenariokans  $P(S_i)$  gedefinieerd worden. Voorwaarde is dat de scenario's een complete en uitputtende verzameling weergeven, dus dat ze elkaar uitsluiten (als er een waar is kunnen de anderen niet waar zijn) en dat de scenariokansen tot 1 optellen ( $\sum P(S_i) = 1$ ; d.w.z. alle relevante mogelijkheden zijn beschouwd). Om de totale faalkans te bepalen kunnen de conditionele faalkansen per scenario ( $P(F|S_i)$ ) gewogen worden opgeteld:

$$P(F) = \sum_{i=1}^n P(F|S_i) \cdot P(S_i) \quad (15)$$

Nadere informatie en voorbeelden voor het werken met discrete scenario's worden gegeven in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken (ENW, 2012), waar ook het gerelateerde gebruik met de zogenaamde schematiseringfactor in semi-probabilistische context wordt beschreven.

### **Kader 2.3: Pragmatisch omgaan met scenario's en gevoeligheidsanalyses**

Het probabilistisch doorrekenen van verschillende scenario's is vaak tijdrovend. Daarom wordt geadviseerd om eerst een gevoeligheidsanalyse uit te voeren om de relevante scenario's te beperken. Een voorbeeld hiervan is opbarsten, waarbij het al dan niet opbarsten van grote invloed is op de stabiliteitsfactor. De opbarstveiligheid wordt aan de sterktekant beïnvloed door variaties in het volumiek gewicht en de dikte van de grondlagen. In een semi-probabilistische gevoeligheidsanalyse kan onderzocht worden welke van beide aspecten dominant is, zodat alleen dit aspect meegenomen kan worden in vorm van een scenario. Op deze manier kan het aantal scenario's worden beperkt. Soms kan zelfs worden volstaan met het werken met een basisscenario, waarbij denkbare afwijkingen in een gevoeligheidsanalyse worden getoetst op het aantasten van de conclusies ten aanzien van bijvoorbeeld het veiligheidsoordeel.

#### 2.6.4 Deterministische puntschattingen

Er zijn doorgaans drie redenen om parameters niet als stochastische variabele maar deterministisch te modelleren in een faalkansanalyse:

- De parameter is niet onzeker.
- De onzekerheid in de parameter heeft geen of nauwelijks effect op de faalkans omdat
  - de onzekerheid klein is ten aanzien van de totale onzekerheid en/of
  - het beschouwde probleem ongevoelig is voor de parameter.
- Praktische overwegingen, bijvoorbeeld omdat de parameter niet met een continue kansverdeling is te modelleren of het aantal scenario's niet meer hanteerbaar is.

Voor parameters die geen significant effect hebben op het eindresultaat maakt het in feite niet uit of voor de puntschattingen verwachtingswaarden (*best-guess*) of conservatieve waarden worden gekozen. Voor parameters die deterministisch worden gemodelleerd ondanks hun significante invloed op het resultaat zijn er in beoordelingskader in essentie twee opties:

1. De parameterwaarde wordt conservatief gekozen. Het streven is om daarmee de verwachte *design point* (FORM) waarde te benaderen die was gevonden wanneer de parameter wel als stochastische variabele was gemodelleerd (voor uitleg van *design point*, zie 2.3.2). Deze aanpak levert een beste schatting van de faalkans op. Dit komt in de praktijk qua interpretatie globaal gesproken overeen met een rekenwaarde qua mate van conservatisme.
2. De parameterwaarde als *worst credible value* gekozen, bijvoorbeeld op een fysische boven- of ondergrens. Deze aanpak levert een bovengrensschatting van de faalkans op (althans relatief gezien voor de beschouwde parameter).

In het kader van risicoanalyses wordt doorgaans voor optie 1 gekozen om een zo zuiver mogelijk beeld van faalkansen en risico's te verkrijgen. In beoordelingen kan het pragmatisch zijn om voor optie 2 te kiezen om een aanpak "van grof naar fijn" te volgen. Indien de bovengrensschatting van de faalkans aan de faalkanseis voldoet, voldoet de beste faalkansschatting zeker en is er geen verdere inspanning meer nodig. Als op basis van optie 2 echter tot afkeuren wordt gekomen is het belangrijk om dit uitgangspunt in de rapportage duidelijk te benoemen, zodat hier in het bepalen van de vervolgstappen rekening mee kan worden gehouden.

**Kader 2.4: Schatten van kansen en benaderingen rekenwaarden**

Voor het bepalen van deterministische puntschattingen en scenariokansen wordt vaak gebruik gemaakt van *expert judgement*. Voor het schatten van kansen kunnen verbale expressies zoals weergegeven in onderstaande tabel (vrij naar Lacasse & Nadim, 1998) behulpzaam zijn.

Verbale expressie	Kans van optreden
Zeer waarschijnlijk	> 80%
Waarschijnlijk	> 50%
Aannemelijk	20 - 40%
Onwaarschijnlijk	< 10%
Zeer onwaarschijnlijk	< 1%
Vrijwel uitgesloten	< 0.1%

Om de rekenwaarde of design point waarde te benaderen, kan het nuttig zijn om een indicatie van de onder- of overschrijdingskans van een parameter te hebben. De overschrijdingskans van een parameter is voor verschillende doelbetrouwbaarheden  $\beta_T$  en  $\alpha$  weergegeven in onderstaande tabel. Door de invloedscoëfficiënt te schatten (bijvoorbeeld door een gevoeligheidsanalyse of relatieve vergelijking met andere parameters) kan een idee gekregen worden van de waarde in het design point.

Overschrijdingskans design point waarde (voor sterkte parameters)					
$\alpha$	$\alpha^2$	$\beta_T$			
		3.0	4.0	5.0	6.0
0.8 (hoog)	0.64	1%	0.1%	0.01%	0.0001%
0.4 (gemiddeld)	0.16	10%	5%	2%	1%
0.2 (laag)	0.04	25%	20%	15%	10%

## 2.6.5 Correlaties

De mate van correlatie tussen twee variabelen wordt uitgedrukt in de correlatiecoëfficiënt ( $\rho$ ). De waarde daarvan kan variëren tussen -1 en +1. Daarbij betekent een correlatiecoëfficiënt van 0 (nul) dat er geen (lineaire) samenhang tussen beide variabelen is, een correlatiecoëfficiënt van +1 dat er een perfecte positieve (lineaire) samenhang is en een correlatiecoëfficiënt van -1 dat er een perfecte negatieve (lineaire) samenhang is.

Voor dijkstabiliteit hebben we over het algemeen grotendeels te maken met kennisonzekerheid (*epistemic uncertainty*, zie sectie 2.5). Dat betekent dat we vooral te maken hebben met schattingsfouten in parameters. We proberen bijvoorbeeld de gemiddelde schuifsterkte in een grondlaag langs een glijvlak te schatten. Voor correlaties betekent dat dat we typisch met positieve correlatie te maken hebben als bij onderschatting van parameter x ook onderschatting van parameter y aannemelijk is. Als beide altijd in dezelfde mate worden onderschat is er sprake van perfecte correlatie ( $\rho=1$ ).

In praktische toepassingen wordt er doorgaans onafhankelijkheid tussen de stochastische variabelen verondersteld en dat is voor de meeste combinaties ook te rechtvaardigen. Toch zijn er een aantal typische situaties bij welke redelijkerwijs correlatie mag of moet worden aangehouden:

1. In LEM (limit equilibrium methods, glijvlakmethoden) worden grondlagen vaak opgeknipt, bijvoorbeeld onder en naast de dijk. De grondeigenschappen in beide deellagen zijn dan vaak gelijk (bv. ongedraineerde schuifsterkte ratio), terwijl de state-parameters (bv. OCR) verschillen. Voor daadwerkelijk gelijke parameters kan met een perfecte correlatie ( $\rho=1$ ) worden gewerkt, als de verschillende grondlagen niet aan een gezamenlijke stochastische waarde kunnen worden gekoppeld. Soms kennen ook de state-parameters nog enige positieve correlatie, zeker als dezelfde fysische processen (bv. ageing voor OCR) hieraan ten grondslag liggen. Deze correlatie is echter vaak moeilijk te kwantificeren.
2. Sommige parameters hebben duidelijke fysische relaties, bijvoorbeeld het onverzadigde en het verzadigde volumieke gewicht van grond. Als beide als stochastische variabelen worden gedefinieerd ligt aanname van (sterke) positieve correlatie voor de hand. Het is overigens goede praktijk om zoveel mogelijk de probleemformulering op onafhankelijke variabelen te baseren (zie **Kader 2.5**).

Bovenstaande lijst bevat voorbeelden maar is niet uitputtend. Bij twijfel over de mate van correlatie tussen variabelen gelden voor de schatting hiervan dezelfde principes als voor deterministische puntschattingen van parameters (zie 2.6.4).

#### **Kader 2.5: Zoveel mogelijk werken met onafhankelijke variabelen**

Om problemen met verborgen of moeilijk in te schatten correlaties te vermijden is het goede praktijk om zoveel mogelijk met onafhankelijke variabelen te werken. Een voorbeeld hiervoor is de modellering van waterspanningen in verschillende grondlagen. Indien de waterspanningen zelf als stochastische variabelen worden gedefinieerd zal er ongetwijfeld positieve correlatie tussen aangrenzende grondlagen zijn. Alternatief kan ervoor worden gekozen om het waterspanningsverloop middels de ligging van de freatische lijn, leklengtes en indringingslengtes te modelleren. Deze grootheden zijn typisch onafhankelijk en de samenhang in de waterspanningen wordt via fysische relaties (en interpolatie) gerealiseerd. Op deze manier wordt vermeden dat bekende fysische relaties als statistische afhankelijkheden worden gemodelleerd.

## **2.7 Benadering met Fragility Curves**

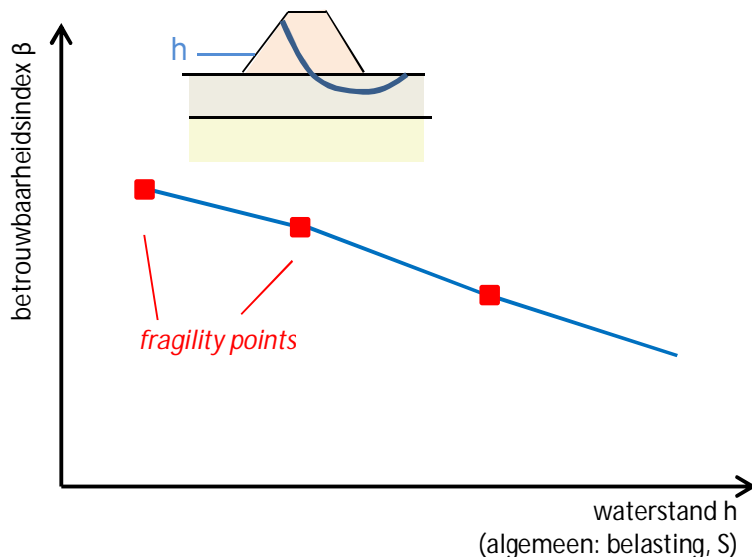
In principe kan met bovenstaande ingrediënten direct een faalkansanalyse worden gemaakt voor macrostabiliteit, bijvoorbeeld gebruik makende van een Monte Carlo analyse met Uplift-Van rekening houdende met alle onzekerheden in sterkte en belasting. In de praktijk blijkt echter dat Monte-Carlo analyses belangrijke nadelen hebben in termen van rekentijd en praktische navolgbaarheid van de uitkomsten. Ook direct gebruik van FORM heeft nadelen, met name als we te maken hebben met niet-lineair gedrag, bijvoorbeeld bij opbarsten of versnelde verzadiging door overslag. Daarom wordt in de (Nederlandse) praktijk doorgaans gewerkt met *fragility curves*, welke hieronder worden beschreven. Deze aanpak heeft bovendien voordelen in het interpreteren van de resultaten.

### **2.7.1 Definitie Fragility Curve (FC)**

Een *Fragility Curve* (FC) geeft de (conditionele) faalkans als functie van de belasting weer. In geval van instabiliteit wordt hiervoor doorgaans de waterstand ( $h$ ) gebruikt (cq.  $P(Z < 0 | h)$ ). Een alternatieve en gebruikelijke weergave is met de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  op de verticale as in plaats van de faalkans zoals weergegeven in Figuur 2.10.



Voor instabiliteit bepalen we slechts enkele punten van de *fragility curve* – de *fragility points* (zie 2.7.2) – in de veronderstelling dat tussen de berekende betrouwbaarheidsindices  $\beta$  lineair kan worden geïnterpoleerd. Bij sterk niet-lineair gedrag is het daarom soms nodig om meer *fragility points* te genereren rondom knikpunten (zie rekenvoorbeelden in hoofdstuk 5).



Figuur 2.10: Illustratie fragility curve met betrouwbaarheidsindex.

### 2.7.2 Bepalen Fragility Points

Voor het opstellen van een *fragility curve* moeten *fragility points* worden bepaald. Omdat deze de faalkans voor een gegeven waterstand weergeven wordt hiervoor een faalkansanalyse uitgevoerd. Per *fragility point* wordt dus een stabiliteitsmodel opgesteld voor een bepaalde waterstand en de bijbehorende waterspanning schematisering. Hierbij wordt de waterstand geïnterpreteerd als de hoogste waterstand tijdens een hoogwatersituatie, bijvoorbeeld de piek in rivierafvoer. De faalkansanalyse kan worden uitgevoerd met de *First-Order Reliability Method* (FORM).

De waterspanningschematisering spiegelt doorgaans de onzekerheid in de maximale waterspanningsrespons tijdens het hoogwater (*steady state* aanname), waar mogelijk expliciet in termen van kansverdelingen of alternatief als (conservatieve) puntschatting (zie 2.6.4).

**Kader 2.6: Welk glijvlak bepaalt de faalkans?**Alle glijvlakken tellen in principe mee

Het korte antwoord is dat in principe alle potentiële glijvlakken bijdragen aan de faalkans. Stel we definiëren het falen van glijvlak  $i$  ( $i=1\dots n$ ) als  $F_i$ , dan wordt de totale faalkans eigenlijk bepaald door:

$$P(F|h) = P(F_1 \cup F_2 \cup \dots \cup F_n)$$

We hebben dus te maken met een serie systeem waarbij falen van elk element falen van het systeem impliceert. In een foutenboom zouden de aparte faalgebeurtenissen met een 'OF-poort' verbonden zijn. Voor onafhankelijke glijvlakken zou gelden dat de totale faalkans wordt bepaald door de som van de individuele faalkansen. Bij volledige afhankelijkheid geldt dat de totale faalkans gelijk is aan de maximale faalkans van de individuele glijvlakken.

Praktische benadering: De hoogste faalkans bepaalt het resultaat

In praktische toepassingen wordt vaak verondersteld dat de maximale faalkans (of minimale betrouwbaarheidsindex  $\beta$ ) een goede benadering is voor de totale faalkans. De redenering hierachter is dat (a) glijvlakken die direct naast elkaar liggen en door dezelfde grondlagen gaan praktisch volledig gecorreleerd zijn en (b) dat duidelijk verschillende glijvlakken (bv. diep vs. ondiep) vaak een groot verschil in faalkans hebben waardoor optellen van de kleinere faalkans geen significant effect op het totaal heeft.

Praktische invulling via kritiek glijvlak semi-probabilistisch

Voor een efficiënte berekening wordt bovendien vaak verondersteld dat het kritieke glijvlak bepaald met rekenwaarden van sterkte en belasting (per waterstand) overeenkomt met het glijvlak met de hoogste faalkans. Dit glijvlak kan dan in FORM berekeningen worden vastgezet zodat niet alle mogelijke glijvlakken hoeven worden beschouwd. Echter, een kritiek glijvlak in een semi-probabilistische som hoeft niet altijd het maatgevende te zijn, als het om de faalkans gaat, omdat er andere onzekerheden of grondlagen een rol spelen. Het daarom aan te raden om middels gevoeligheidsanalyses na te gaan of de aanname in specifieke gevallen stand houdt.

Wat als er geen duidelijk kritiek glijvlak is?

Als er geen duidelijk kritiek glijvlak aan te wijzen is of als er meerdere nagenoeg even kritieke glijvlakken zijn, zullen al deze glijvlakken moeten worden beschouwd en is het veilig om de bepaalde faalkansen, indien in dezelfde orde van grootte, bij elkaar op te tellen. Het onderstaande voorbeeld illustreert dit.

Voorbeeld doorsnede resultaten:

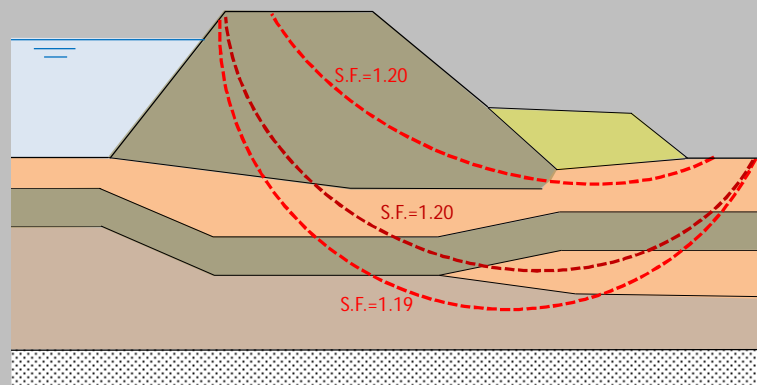
Glijvlak	SF	faalkans	betrouwbaarheid
1, ondiep	1.20	1/91	2.29
2, midden	1.20	1/107	2.35
3, diep	1.19	1/391	2.80

(zie volgende pagina)

**(vervolg kader 2.6)**

Het blijkt dat het glijvlak met de laagste SF qua faalkans niet het maatgevende is. In dergelijke gevallen waarbij meerdere verschillende glijvlakken kritiek kunnen zijn, is het aan te raden om de faalkansen op te tellen (conservatieve aanname met bovengrens voor onafhankelijke glijvlakken), zodat de totale faalkans in dit geval 1/44 bedraagt.

$$P(F|h) = P(F_1 \cup F_2 \cup F_3) < \sum P(F_i) = 1/44$$



## 2.7.3 Bepalen faalkans (“uitintegreren” belastingonzekerheid)

De faalkans wordt uiteindelijk bepaald door combineren van de conditionele faalkans (*fragility curve*) en de belastingstatistiek (hier: waterstandstatistiek). Deze stap wordt vaak “uitintegreren” genoemd omdat de volgende integraal moet worden opgelost:

$$P_f = \int P(Z < 0|h) f_h(h) dh \quad (16)$$

of in termen van de betrouwbaarheidsindex:

$$P_f = \int \Phi[-\beta(h)] f_h(h) dh \quad (17)$$

waarbij  $f_h(h)$  de kansdichtheidsfunctie van de waterstand (of een andere belastingsvariabele) en  $\Phi$  de standaard normale cumulatieve kansfunctie. Doorgaans wordt oplossen van deze integraal in faalkanssoftware gefaciliteerd, alternatief kan het resultaat eenvoudig met numerieke integratie worden bepaald. In bijlage A wordt beschreven hoe de invloedscoëfficiënten van de waterstand zelf en van de overige parameters na het “uitintegreren” verkregen kunnen worden.

Indien  $f_h(h)$  de kansverdeling van jaarmaxima beschrijft is  $P_f$  ook de jaarlijkse faalkans. Het is dan wel belangrijk dat ook andere stochastische variabelen die variabiliteit in de tijd modelleren (bv. polderpeil) jaarmaxima (of minima) beschrijven. Gebruik maken van statistieken op jaarbasis sluit het dichtst aan bij de waterveiligheidsnormering omdat ook de faalkanseisen op jaarbasis zijn geformuleerd.

Indien met meerdere scenario's (en bijbehorende kansen) wordt rekening gehouden is het verstandig om eerst de faalkansanalyse per scenario uit te voeren en vervolgens de resultaten met de scenariokansen te wegen (zie ook hoofdstuk 2.6.3).

### **Kader 2.7: Gegevensbehoefte bij faalkansanalyses**

*“Voor een probabilistische analyse heb je nooit genoeg data”*

Het argument van onvoldoende beschikbare data wordt vaak aangevoerd voor het niet (kunnen) uitvoeren van een probabilistische analyse. Niets is echter minder waar. Probabilistische methoden zijn juist geschikt voor situaties met weinig gegevens en grote onzekerheden; onzekerheden kunnen hierbij juist transparant worden meegenomen. Bij het bepalen van kansverdelingen op weinig data blijft weliswaar grote (statistische) onzekerheid over, juist het effect daarvan wordt in een faalkansanalyse zichtbaar. Faalkansanalyses kunnen principieel worden uitgevoerd met elke hoeveelheid data en expertschattingen.

In principe kan dus op basis van een bepaalde dataset zowel een probabilistische, als een semi-probabilistische berekening worden uitgevoerd. In beide gevallen worden (dezelfde) kansverdelingen gebruikt.

Het is wel te beargumenteren dat bij afkeuren op semi-probabilistisch niveau en vervolgens uitvoeren van een probabilistische analyses om mogelijk alsnog de vereiste veiligheid aan te tonen het inwinnen van extra gegevens (archieff-, geologische-, geohydrologische-, geotechnische- en hydraulische informatie) vaak gerechtvaardigd is omdat er sprake is van grote kennisonzekerheden.

## **2.8 Stroomschema faalkansanalyse macrostabiliteit en specifieke aandachtspunten**

Een faalkansanalyse voor macrostabiliteit bevat op hoofdlijnen de hierboven beschreven en in Figuur 2.11 afgebeelde stappen, namelijk:

1. Opstellen van een (semi-probabilistische) basissom.
2. Gevoeligheidsanalyses ter bepaling van invloedrijke parameters en onzekerheden.
3. Modelleren onzekerheden sterkte en belasting (invoer).

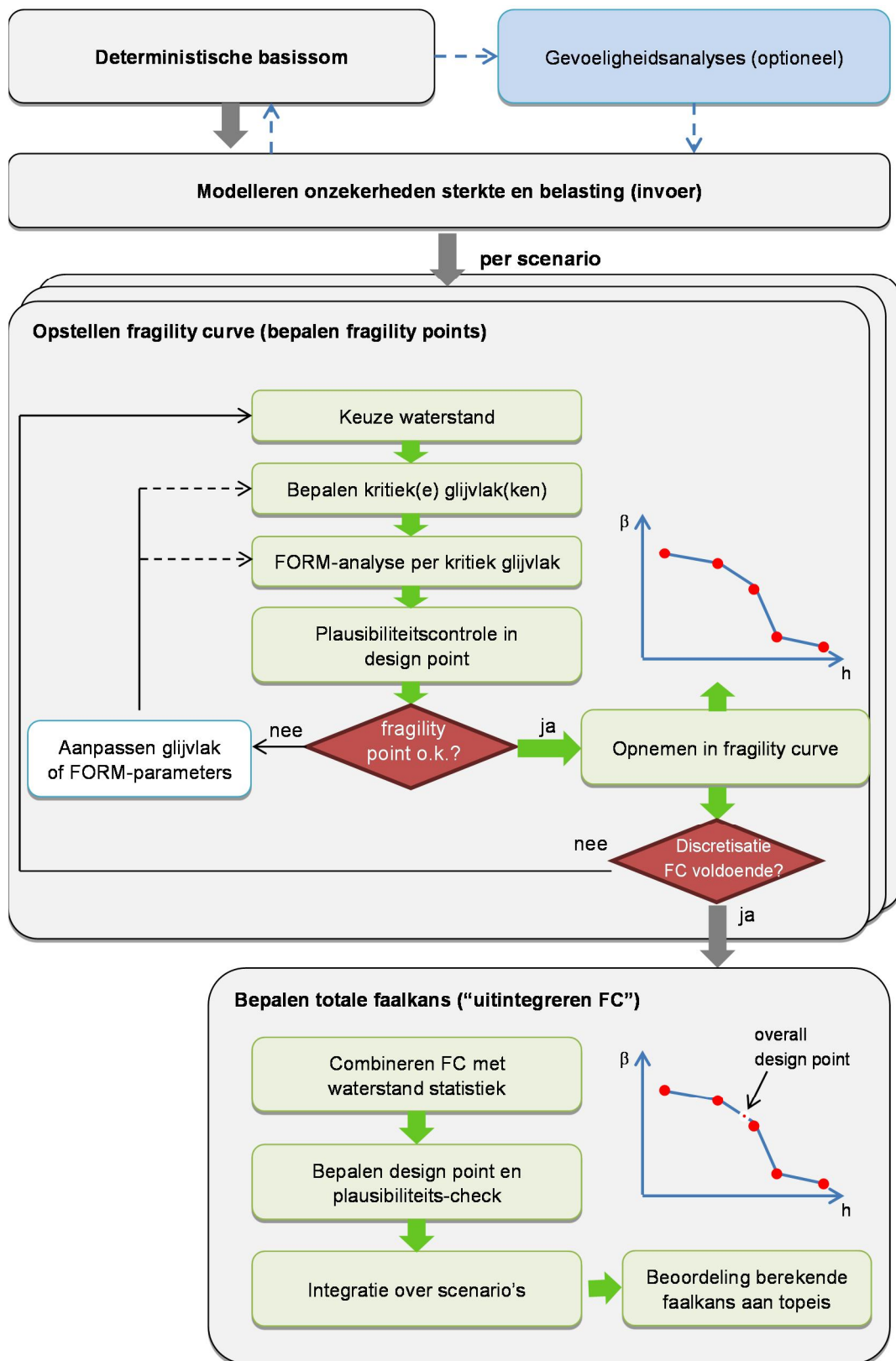
Per scenario:

4. Opstellen van de fragility curve (door bepalen van de fragility points).
5. Berekenen totale faalkans (door combineren fragility curve en belastingstatistiek).
6. Beoordeling berekende faalkans aan topeis en verificatie, duiding en herleidbaarheid resultaten.

De eerste drie stappen zijn soms een iteratief proces (zie ook blauwe pijlen in Figuur 2.11) om de invloedrijke parameters en onzekerheden te bepalen.

Afhankelijk van de complexiteit van de beschouwde situatie kunnen extra stappen voor de waterstanden (*fragility points*) nodig zijn. Dit speelt met name als er discontinuïteiten in de fragility curve aanwezig zijn, bijvoorbeeld als bij een bepaalde waterstand opdrijven of significante overslag op gaat treden.

Het opstellen van de (semi-probabilistische) basissom wordt in deze handreiking als voorkennis beschouwd en niet nader beschreven. Hiervoor kan bijvoorbeeld de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (RWS, 2016b) worden geraadpleegd. In het vervolg wordt wel nader ingegaan op het bepalen van de stochastische invoer (hst. 3) en bij specifieke aandachtspunten bij het uitvoeren van faalkansanalyses (hst. 0), o.a. bij de discretisatie van de waterstandsverdeling en bij de plausibiliteitscontroles van *design points*.



Figuur 2.11: Stroomschema faalkansanalyse macrostabiliteit met fragility curves.

## 3 Schematisering en invoerparameters

### 3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt beschreven hoe de invoer voor een faalkansanalyse voor macrostabiliteit kan worden bepaald. In een probabilistische berekening zijn voor de invoerparameters kansverdelingen nodig (zie sectie 2.6). Dat betekent niet per se dat meer gegevens benodigd zijn dan voor een semi-probabilistische berekening (zie kader 2.7). De invoer voor een semi-probabilistische berekening (karakteristieke- en/of rekenwaarden) is namelijk idealiter afgeleid uit kansverdelingen (zie sectie 2.6.1). Naast deze aspecten, wordt in dit hoofdstuk ook ingegaan op aspecten waar een faalkansanalyse verschilt van een semi-probabilistische berekening, zoals de probabilistische schematisering en modellering.

Dit hoofdstuk weerspiegelt de ervaring en stand van zaken op moment van schrijven met betrekking tot de modellering van onzekerheden. Onderstaande uitleg doelt dan ook grotendeels op het rekenen met het SHANSEP model (Ladd et al, 1974) (ook CSSM genoemd), zoals tegenwoordig toegepast bij beoordelen en ontwerpen van dijken in Nederland met ingang van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium begin 2017 (WBI 2017).

De schematiseringshandleiding macrostabiliteit (RWS, 2016b) vormt het uitgangspunt voor de hier beschreven invoerparameters. Per invoerparameter wordt beschreven hoe de kansverdeling bepaald of geschat kan worden of hoe de onzekerheid gemodelleerd kan worden. De manier van afleiden van de invoerparameters (en bijbehorende onzekerheden) is gebaseerd op het ruimtelijk stochastisch model zoals beschreven in 2.5.2. Dit hoofdstuk heeft dus betrekking op het bepalen van de parameters voor een berekening in een dwarsprofiel dat representatief wordt geacht voor een dijkvak (of een onderdeel hiervan).

### 3.2 Geometrie en zakkingen

De (maaiveld) geometrie kan bepaald worden op basis van terreinmetingen. De meetonnauwkeurigheid hierin is doorgaans dermate klein dat de bijdrage aan de faalkans verwaarloosd kan worden. Uitzonderingen zijn soms de ligging van sloot- of kanaalbodems, of andere geometrieonderdelen waar moeilijk gemeten kan worden.

In de extrapolatie naar het peiljaar kunnen wel significante onzekerheden zitten, omdat een inschatting gemaakt moet worden van de autonome bodemdaling, zettingen en het effect van onderhouds- en baggerwerkzaamheden. Het modelleren van onzekerheden in geometrie met kansverdelingen is niet praktisch, waardoor onzekerheden het beste in rekening gebracht kunnen worden met scenario's of deterministische puntschattingen. Indien een significante invloed heeft op het resultaat (bijvoorbeeld de ligging van een slootbodems) kan het verstandig zijn om een basisscenario en aanvullende scenario's voor mogelijk ongunstige afwijkingen te beschouwen.

### 3.3 Bodemopbouw

Het is over het algemeen modeltechnisch lastig om onzekerheid in bodemopbouw met continue kansverdelingen te modelleren, vanwege de onderlinge relatie tussen de verschillende laagdiktes. Daarnaast hebben variaties in bodemopbouw ook effect op de spanningssituatie en soms op het waterspanningsverloop. Daarom is het over het algemeen het meest praktisch om onzekerheden in bodemopbouw in rekening te brengen met ondergrondscenario's.

Het bepalen van relevante scenario's voor mogelijke bodemopbouw en laagdiktes verschilt niet tussen semi-probabilistisch en probabilistisch. Hiervoor kan de theorie zoals beschreven in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken (ENW, 2012) gebruikt worden. Variaties in bodemopbouw kunnen een natuurlijke oorzaak hebben of het gevolg zijn van menselijk handelen (bv. aanwezigheid leidingen). Met name bij menselijk handelen kunnen de variaties over korte afstanden (zeer) groot zijn (bv. dijksmateriaal). Naast grondonderzoek kan hiervoor historische informatie (geologie, historisch kaartmateriaal, informatie over dijkdoorbraken of dijkversterkingen in het verleden) worden geraadpleegd.

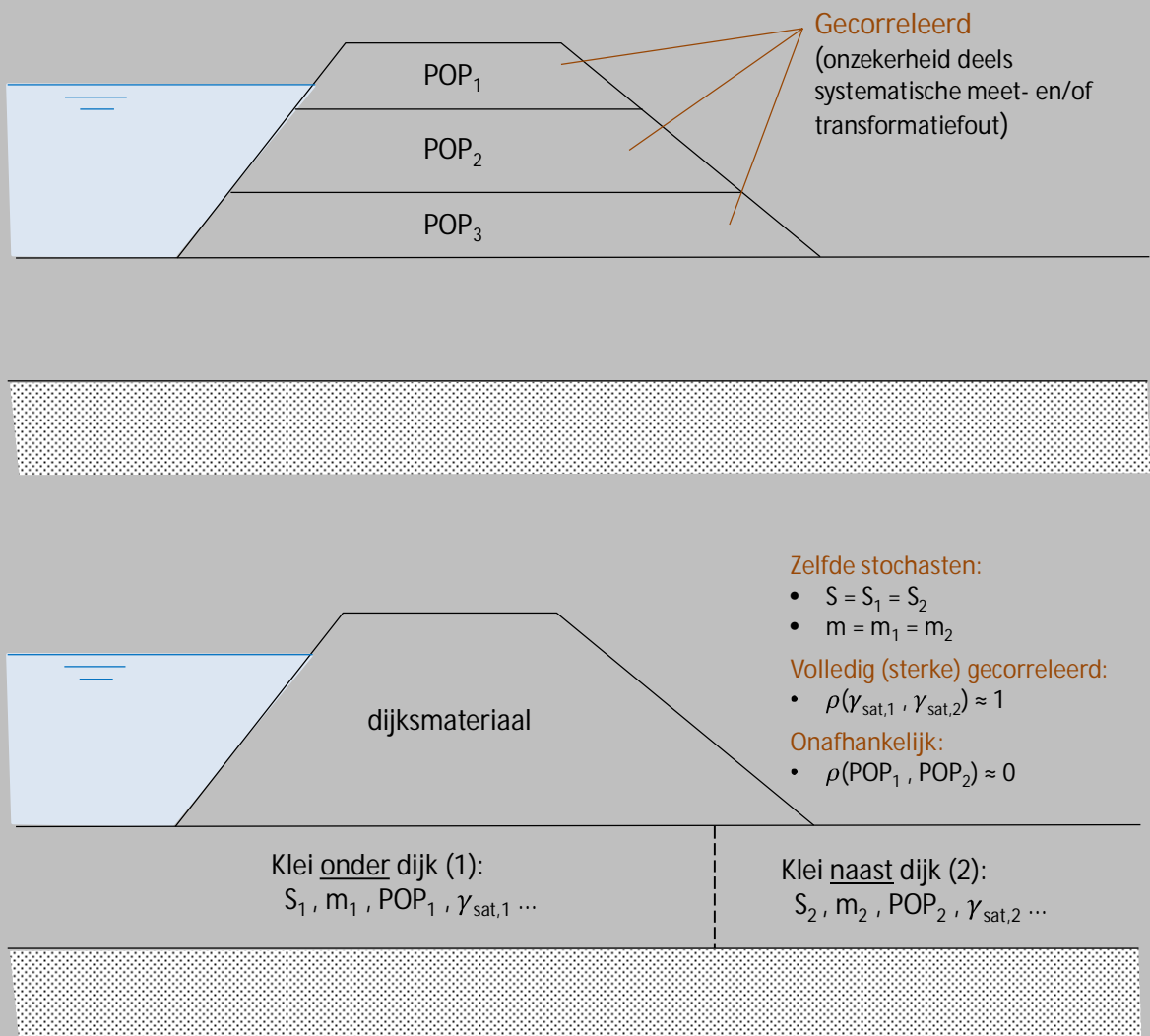
Voor zowel probabilistische als semi-probabilistische analyses is het bij het schematiseren van belang dat grondlagen in het model gedefinieerd worden als eenheden met dezelfde (grondmechanische) eigenschappen en gelijke grondparameters. Soms worden in (stabiliteits)analyses echter lagen van dezelfde grond nog verder opgeknipt, bijvoorbeeld omdat de (historische) belastingsituatie op verschillende locaties in dezelfde geologische afzetting verschilt.

Een typisch voorbeeld is het onderscheid maken tussen "onder de dijk" en "naast de dijk". De sterkte van de grond tussen de twee is doorgaans verschillend voor de voorbelastinggeschiedenis, in termen van het SHANSEP model te verklaren door de verschillen in grensspanning. Dat er een verschil in sterkte is neemt niet weg dat het oorspronkelijk om dezelfde grond (geologische afzetting) gaat en dus sommige parameters identiek of minimaal sterk gecorreleerd zijn. Dit laatste geldt over het algemeen voor de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio ( $S$ ), de sterkte-toename exponent ( $m$ ) en het volumieke gewicht. Waar parameters identiek zijn tussen grondlagen, zijn deze óf te modelleren als één stochastische variabele, óf als gecorreleerde variabelen. Soortgelijke overwegingen gelden voor bijvoorbeeld lagen die verticaal worden opgeknipt om een verloop in grensspanning te modelleren via een over de hoogte niet constante waarde van de POP (zie Kader 3.1).

Tenslotte kan ten gevolge van bodemdaling tot aan de peildatum de diepteligging van laagseparaties veranderen. Hier dient in de analyse rekening mee te worden gehouden inclusief onzekerheid.

### Kader 3.1: Correlaties tussen grondlagen (voorbeelden)

Zoals hierboven aangegeven moet bij het indelen van lagen (met name bij opknippen van geologische eenheden) goed worden gekeken in hoeverre stochastische variabelen tussen de lagen nog onafhankelijk zijn, of dat we het in feite met dezelfde onzekerheid te maken hebben. Hieronder volgen in schetsvorm twee voorbeelden om dit aspect te verhelderen. De gebruikte symbolen voor grondparameters komen later in dit hoofdstuk aan bod.



#### **Meer lagen, lagere faalkans?**

Een vaak geuite opmerking is dat 'de faalkans afneemt naarmate de ondergrond maar in meer lagen wordt opgedeeld'. Dit berust echter op een misverstand, omdat dat alleen het geval is als deze lagen onterecht onafhankelijk worden verondersteld. Met het in acht nemen van alle bovenstaande aspecten wordt voorkomen dat een onterechte ruimtelijke uitmiddeling ontstaat, van variaties die er eigenlijk niet zijn.



### 3.4 Volumiek gewicht

Het volumiek gewicht kan zowel positief als negatief werken in de stabiliteitsanalyse, omdat het volumiek gewicht invloed heeft op het aandrijvend moment, het weerstand biedend moment en de schuifsterkte. In principe kan voor het volumiek gewicht één kansverdeling worden gehanteerd in de probabilistische analyse, zeker als de onzekerheid vooral voortkomt uit meeton nauwkeurigheid en beperkte aantallen proeven (statistische onzekerheid). Over het algemeen is de ruimtelijke variabiliteit klein en is ook de bijdrage van de onzekerheid in volume gewichten aan de faalkans gering. Vaak kan via gevoeligheidsanalyses (bv. semi-probabilistisch) al op voorhand worden bepaald of de onzekerheid er toe doet of deterministisch kan worden gemodelleerd.

Indien alle sterkteparameters worden bepaald uit laboratoriumonderzoek (met  $S$ ,  $m$  en POP bepaald uit proefnemingen) is het goed mogelijk om het volumiek gewicht met een kansverdeling te modelleren in de probabilistische analyse. De parameters van de kansverdeling kunnen uit proefnemingen worden bepaald zoals al is toegelicht in het **Kader 2.2**: "Bepaling parameters kansverdeling uit steekproeven".

Echter, als de ongedraineerde schuifsterkte of grensspanning bepaald wordt via correlaties met de sondeerweerstand, is deze afhankelijk van de verticale spanningen (die beïnvloed worden door het volumiek gewicht van de bovenliggende lagen). In dat geval kan een aanvullende gevoeligheidsanalyse gedaan worden waarbij de spanningsafhankelijke parameters per realisatie opnieuw berekend worden. Een voorbeeld hiervan is te zien in Rozing & Schweckendiek (2017).

### 3.5 Hoek van inwendige wrijving (en cohesie)

Voor grondlagen die zich gedraineerd gedragen, kan de sterkte van de grond worden gekarakteriseerd met een hoek van inwendige wrijving. De parameters van de kansverdeling kunnen worden bepaald met het ruimtelijk statistisch model van Calle (2008) zoals beschreven in 2.5.2.

Voor situaties waar naast de hoek van inwendige wrijving ook de cohesie van belang is, kan voor het bepalen van de gedraineerde sterkteparameters gebruik worden gemaakt van de methode zoals beschreven in (Calle, 2016). Met deze sheet kunnen het gemiddelde en standaardafwijking van de hoek van inwendige wrijving en cohesie worden bepaald. Hierbij is rekening te houden te worden met eventuele regionale spreiding en ruimtelijke uitmiddeling.

Aandachtspunt is dat als wordt uitgegaan van een normale verdeling er ook negatieve waarden voor de schuifsterkte kunnen optreden. Dit kan worden voorkomen door een lognormale verdeling voor de cohesie toe te passen. Een alternatief kan zijn om een lognormale kansverdeling direct voor de schuifsterkte te bepalen, welke spanningsafhankelijk is. Deze laatste aanpak is beschreven in (Kapinga et al., 2008).

## 3.6 Ongedraineerde schuifsterkte

### 3.6.1 Inleiding

De ongedraineerde schuifsterkte is volgens de SHANSHEP relatie afhankelijk van de parameters  $S$ ,  $m$ ,  $\sigma'_v$  en  $\sigma'_{vy}$ .

De verticale effectieve korrelspanning  $\sigma'_v$  is afhankelijk van het volumiek gewicht van de grondlagen en de waterspanning. Hier wordt in deze paragraaf verder niet op ingegaan.

De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio  $S$  definieert de verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de effectieve verticale spanning van de grond onder normaal geconsolideerde condities (c.q. effectieve spanning gelijk aan grensspanning).

De sterktoename-exponent  $m$  bepaalt in welke mate het effect van een (ten opzichte van de grensspanning) afnemende effectieve spanning doorwerkt in de ongedraineerde schuifsterkte. Bij een waarde dicht bij 1 neemt de sterkte nauwelijks af als de effectieve spanning afneemt, ten gevolge van bijvoorbeeld een hogere waterspanning tijdens hoogwater.

De grensspanning  $\sigma'_{vy}$  is een maat voor de belastinggeschiedenis en leeftijd van een grondlaag. De grensspanning kan worden afgeleid uit samendrukkings-, CRS-proeven of teruggerekend vanuit de ongedraineerde schuifsterkte bepaald via een correlatie met de sondeerweerstand. Verouderingseffecten (ageing) tot de peildatum hebben volgens de isotachen theorie een positief effect op de stabiliteit omdat de grensspanning daardoor toeneemt, bij gelijkblijvende verticale effectieve spanning. Metingen van grensspanningen in het veld lijken er echter op te wijzen dat de theoretische toename groter is dan de werkelijke. Vooralsnog is het gangbare conservatieve uitgangspunt om dit effect niet in rekening te brengen, althans niet vanuit veldmetingen naar een toekomstige situatie toe.

### 3.6.2 Bepaling parameters $S$ en $m$

De parameter  $m$  kan uit samendrukkings- of CRS-proeven worden bepaald, zoals beschreven in (RWS 2016b). In dat geval kan per proef een waarde voor  $m$  worden bepaald en de bijbehorende kansverdeling kan worden bepaald zoals is toegelicht in sectie 2.5.2. Als de parameter  $S$  alleen uit normaal geconsolideerde proeven wordt bepaald kan deze kansverdeling ook bepaald worden zoals is toegelicht in sectie 2.5.2.

De parameter  $S$  kan ook bepaald worden uit proeven bij terreinspanning (of afwijkende spanningen). In dat geval kan met behulp van lineaire regressie naast  $S$ , ook de sterktoename exponent  $m$  worden bepaald. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van de methode, zoals beschreven in (Calle, 2016), waarbij op de horizontale as de logaritme van de OCR wordt uitgezet en op de verticale as de logaritme van het quotiënt van de ongedraineerde schuifsterkte en de verticale consolidatiespanning. Daarnaast is op de Helpdesk Water<sup>1</sup> een spreadsheet beschikbaar, waarbij ook voorkennis voor  $m$  uit samendrukkings- of CRS-proeven, kan worden meegenomen.

### 3.6.3 Bepaling grensspanning via laboratoriumproeven

De grensspanning kan bepaald worden uit samendrukkings- of CRS-proeven. Omdat de grensspanning geen materiaaleigenschap is, maar afhangt van de in-situ toestand (zoals het

---

<sup>1</sup> [https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-\(wbi\)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/](https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-(wbi)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/)

spanningsniveau en belastinggeschiedenis), kan er geen (regionale) proevenverzameling voor de grensspanning gemaakt worden. Er kan wel statistiek bedreven worden op de pre-consolidatiespanning (POP) of overconsolidatieratio (OCR), maar alleen als deze constant wordt verondersteld in een laag of geologische afzetting. Afhankelijk van de belastinggeschiedenis is deze aanname niet verdedigbaar.

De kansverdeling van de POP of OCR kan uit een steekproef worden bepaald zoals is toegelicht 2.5.2. Als de grensspanning invoer is voor de stabiliteitsberekening, is de gemiddelde waarde van de grensspanning  $\mu(\sigma'_{vy})$  gelijk aan de effectieve verticale spanning (dagelijks,  $\sigma'_v$ ) plus de gemiddelde waarde van POP  $\mu(POP)$ . De standaardafwijking is dan gelijk aan de standaardafwijking van de POP  $\sigma(POP)$ , zie onderstaande formules.

$$\mu(\sigma'_{v;y}) = \sigma'_v + \mu(POP) \quad \text{en} \quad \sigma(\sigma'_{v;y}) = \sigma(POP) \quad (18)$$

Als gewerkt wordt met een OCR gelden de volgende formules:

$$\mu(\sigma'_{v;y}) = \sigma'_v \cdot \mu(OCR) \quad \text{en} \quad \sigma(\sigma'_{v;y}) = \sigma'_v \cdot \sigma(OCR) \quad (19)$$

#### 3.6.4 Bepaling grensspanning via sondeerrelatie

Uit de sondeerweerstand kan met behulp van de correlatiefactor  $N_{kt}$  de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  bepaald worden. Middels onderstaande vergelijking kan de grensspanning over de diepte worden teruggerekend.

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_v \cdot \left( \frac{q_{net} / N_{kt}}{S \cdot \sigma'_v} \right)^{1/m} \quad (20)$$

Voor het bepalen van de gemiddelde waarde van de grensspanning worden voor de invoerparameters ( $S$ ,  $m$ ,  $N_{kt}$ ) ook de gemiddelde waarden gehanteerd.

Bij het bepalen van de onzekerheid in de ongedraineerde sterkte uit sonderingen is de transformatieonzekerheid (via  $N_{kt}$ ) de belangrijkste factor om rekening mee te houden. Op dit moment is er nog geen ruimtelijk statistisch model beschikbaar waarin transformatieonzekerheid consistent is opgenomen. In de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (RWS 2016b) wordt er voornamelijk van uitgegaan dat de variatiecoëfficiënt in de ongedraineerde schuifsterkte gelijk is aan de variatiecoëfficiënt door transformatieonzekerheid (met  $N_{kt}$ ) en dat ruimtelijke variabiliteit verder kan worden verwaarloosd. Deze aanpak kan als conservatief worden beschouwd mits de representatieve sondering ook conservatief wordt gekozen. Totdat een ruimtelijk stochastisch model inclusief transformatieonzekerheid beschikbaar is de beschreven aanpak een alternatief dat na verwachting in de meeste

In de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (RWS 2016b) wordt er van uitgegaan dat de ratio tussen de variatiecoëfficiënten van de grensspanning (of OCR) en van de ongedraineerde schuifsterkte 0,85 bedraagt. Terwijl dit getal een redelijke schatting lijkt is het niet altijd conservatief voor een probabilistische faalkansanalyse. Bijlage C beschrijft hoe de onzekerheid (variatiecoëfficiënt) in grensspanning per geval kan worden geschat met behulp van een Monte Carlo simulatie.

### 3.7 Buitenwaterstand

Bij de methode met *fragility curves* wordt de *fragility curve* geïntegreerd over de kansverdeling van de buitenwaterstand (gewogen optelling van faalkansen per waterstand, zie 2.7). Voor de kansverdeling van de buitenwaterstand wordt gebruik gemaakt van de overschrijdingskansen van de lokale waterstand (bijv. uit Hydra modellen). Deze kan direct worden gebruikt in het probabilistisch model via een empirische kansverdeling (tabel van waterstanden en overschrijdingskansen), of er kan een extreme-waardenverdeling gefit worden op de beschikbare data, bijvoorbeeld met een Gumbel-verdeling zoals exemplarisch uitgewerkt in Kader 3.2.

In sommige gevallen (bijvoorbeeld fysische grenzen of effecten van stormvloedkeringen) kan het voorkomen dat een kansverdeling niet goed gefit kan worden. In dat geval kan beter met empirische verdelingen worden gewerkt of met een combinatie van extremen waarden verdelingen per regime.

#### Kader 3.2: Voorbeeld afleiden Gumbel verdeling met WBN en decimeringshoogte

Voor een Gumbel verdeling (voor maxima) wordt de overschrijdingskans van een bepaalde waterstand gegeven door:

$$P(\underline{x} > x) = 1 - F_{\underline{x}}(x) = 1 - \exp\left(-\exp\left(-\frac{x - \alpha}{\beta}\right)\right)$$

Als voor twee waterstanden de overschrijdingskans bekend is uit modellen (of berekend via de waterstand bij norm WBN (voorheen MHW), de terugkeertijd en de decimeringshoogte), kunnen de verdelingsparameters  $\alpha$  en  $\beta$  worden afgeleid door het oplossen van twee vergelijkingen met twee onbekenden.

In ons voorbeeld zijn de waterstanden met een terugkeertijd van 10 en 100 jaar van respectievelijk 2.67 en 3.38 meter gegeven (decimeringshoogte = 3.38 – 2.67 = 0.71). Oplossen van twee vergelijkingen met twee onbekenden levert:

$$F_h(h_{10}) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{h_{10} - \alpha}{\beta}\right)\right) \rightarrow -\ln(-\ln(F_h(h_{10}))) \cdot \beta = h_{10} - \alpha$$

$$F_h(h_{100}) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{h_{100} - \alpha}{\beta}\right)\right) \rightarrow -\ln(-\ln(F_h(h_{100}))) \cdot \beta = h_{100} - \alpha$$

Vergelijking 1 omschrijven als functie van  $\alpha$  en invulling in vergelijking 2 levert:

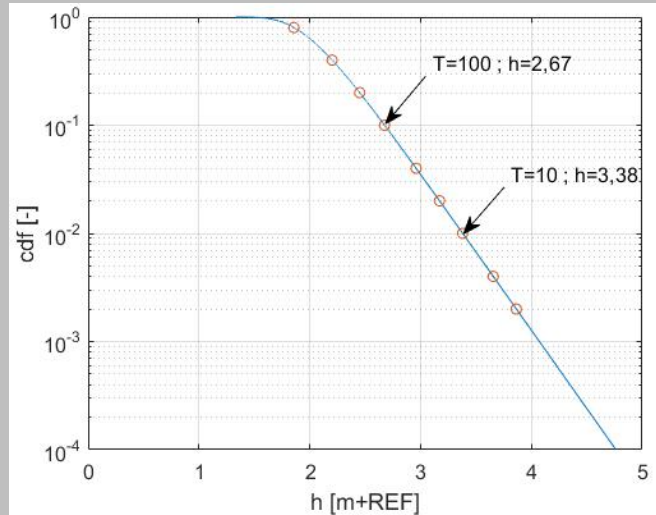
$$\alpha = h_{10} + \ln(-\ln(F_h(h_{10}))) \cdot \beta$$

$$\beta = \frac{h_{100} - \alpha}{-\ln(-\ln(F_h(h_{100})))} \rightarrow \beta = \frac{h_{100} - h_{10}}{(-\ln(-\ln(F_h(h_{100}))) + \ln(-\ln(F_h(h_{10}))))}$$

Invullen van  $h_{10} = 2.67$ ;  $h_{100} = 3.38$

$$\text{en } F_h(h_{10}) = 1 - \frac{1}{10} = 0.90; F_h(h_{100}) = 1 - \frac{1}{100} = 0.99$$

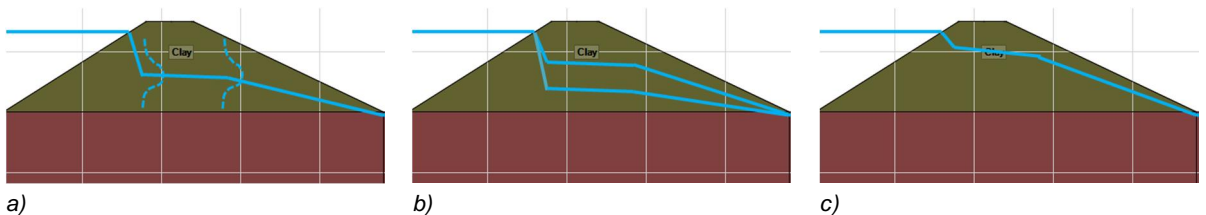
geeft  $\alpha = 2.0$  en  $\beta = 0.3$

**(vervolg kader 3.2)**

Soms wordt i.v.m. een peildatum of ontwerplevensduur nog rekening gehouden met additionele robuustheids- of onzekerheidstoelagen. Deze worden vaak pragmatisch bij de locatieparameter  $\alpha$  opgeteld in vorm van een shift.

### 3.8 Freatische lijn

De stabiliteit van de waterkering is afhankelijk van de hoogte van de freatische lijn. De freatische lijn wordt onder andere beïnvloed door de buitenwaterstand, golfoverslag en neerslag. De onzekerheid in de hoogte van de freatische lijn kan probabilistisch worden meegenomen door het probabilistisch modelleren van de freatische lijn (Figuur 3.1(a)), door het beschouwen van verschillende scenario's (Figuur 3.1(b)) of door een deterministische puntschatting (Figuur 3.1(c)).



Figuur 3.1: Schematische freatische vlak onzekerheden.

In Kanning & van der Krogt (2015) is een toelichting gegeven op de onzekerheden in de freatische lijn. Hierin worden handvatten gegeven voor de schatting van de onzekerheden van de freatische lijn. Gebruik van project-specifieke stijghoogtemetingen geniet uiteraard de voorkeur boven toepassing van default waarden van WBI.

Bij waterstanden waarbij (significante) (golf)overslag optreedt, kan de freatische lijn beïnvloed worden door infiltratie. De infiltratie is echter afhankelijk van het overslagdebiet, welke slechts gedeeltelijk afhankelijk is van de buitenwaterstand. Hiervoor zou dus een gecombineerde kansverdeling van de buitenwaterstand en het overslagdebiet nodig zijn. Een pragmatische benadering middels discretiseren in scenario's is in het volgende voorbeeld uitgewerkt (zie **Kader 3.3**).

### Kader 3.3: Voorbeeld scenario's voor infiltratie

Vanaf bepaalde waterstanden is voor veel dijken overslag met als gevolg infiltratie van water in het binnentalud aanneemelijk. Het precieze effect van overslag en infiltratie op de verzadiging van het dijklichaam is moeilijk te bepalen. Daarom is een pragmatische schematisering om uit te gaan van twee infiltratiescenario's:

- 1) geen infiltratie door golfoverslag
- 2) volledige infiltratie/verzadiging door golfoverslag

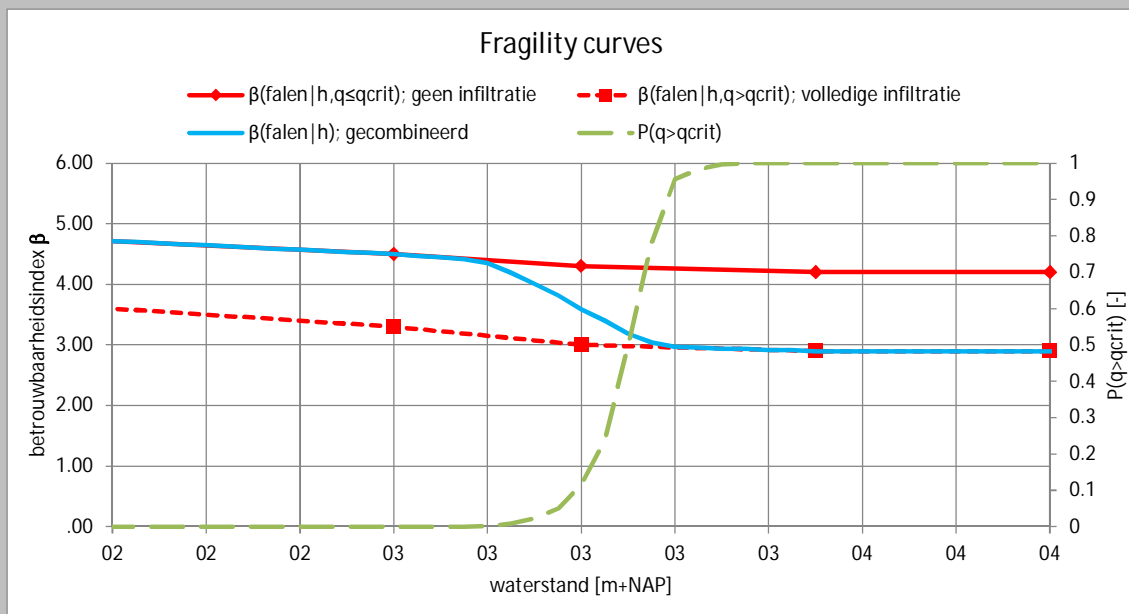
Voor het bepalen van de faalkans voor macro-instabiliteit, inclusief de kans op en het effect van infiltratie door overslag, kunnen eerst de *fragility curves* voor beide scenario's apart worden opgesteld en vervolgens worden gecombineerd.

Het samenstellen van de gezamenlijke *fragility curve* uit de twee scenario's gaat door het gewogen optellen van de faalkansen per voorwaardelijke *fragility curve*:

$$P(\text{falen}|h) = P(\text{falen}|h, q \leq q_{\text{crit}})P(q \leq q_{\text{crit}}) + P(\text{falen}|h, q > q_{\text{crit}})P(q > q_{\text{crit}})$$

De kans op al dan niet overschrijden van het kritieke overslagdebiet ( $P(q \leq q_{\text{crit}})$ ) kan bijvoorbeeld met Hydra-modellen of met PC-overslag worden bepaald. In deze aanpak is verondersteld dat er een bepaald kritiek overslagdebiet bestaat, welke de overgang tussen de twee verzadigingsgraden bepaalt. Deze puntschatting zou idealiter ook in termen van kansen worden meegenomen.

Onderstaande figuur toont een voorbeeld van twee *fragility curves* voor de besproken scenario's zonder effect van infiltratie (rood) en met volledige infiltratie (rood gestippeld), samen met de samengestelde *fragility curve* (blauw, allen linker as). Beide worden gewogen zijn met de kans op infiltratie (groen gestippeld, rechter as).



Voor verfijning kan overwogen worden om ook scenario's met gedeeltelijke infiltratie te beschouwen en/of de kans op een bepaalde mate van infiltratie afhankelijk te maken van de grootte van het overslagdebiet.

*Opmerking: de freatische lijn kan naast het buitenwater, ook door andere oorzaken, zoals extreme neerslag beïnvloed worden. Hiervoor is soms een gecombineerde waterstands-neerslag statistiek nodig. Methoden om hiermee zuiver om te gaan zijn nog in ontwikkeling. Tegenwoordig worden hiervoor doorgaans deterministische puntschattingen gehanteerd.*

### **3.9 Polderpeil/slootpeil**

Aan de binnenzijde van de dijk is vaak open water aanwezig in de vorm van een kwel- of poldersloot. Belangrijk is dan om te weten waar de open waterstand door bepaald wordt. In polders is vaak sprake van een gereguleerd peil, waarbij de variaties vaak beperkt zijn. Er is dan over het algemeen wel een (significant) verschil in zomer- en winterpeil. Als het effect van fluctuaties in het polderpeil groot is kan overwogen worden om deze expliciet mee te nemen. Over het algemeen zijn de onzekerheden in het polderpeil echter dermate klein dat deze onzekerheid kan worden verwaarloosd.

### **3.10 Waterspanningen watervoerende lagen**

Over het algemeen is de stijghoogte in de watervoerende lagen onder dagelijkse omstandigheden relatief nauwkeurig bekend en is met name de respons op het buitenwater onzeker. Afhankelijk van de gebruikte software kunnen onzekerheden in de stijghoogte als kansverdeling of als scenario meegenomen worden. In modellen waarbij stijghoogtelijnen direct in het model worden ingevoerd is het hanteren van scenario's vaak het meest praktisch. In sommige modellen is het mogelijk om kansverdelingen voor de parameters die het stijghoogteverloop bepalen op te geven, zoals leklengtes. Dit is bijvoorbeeld mogelijk als gebruik gemaakt wordt van de *Waternet Creator* in de semi-probabilistische stabiliteitssoftware voor WBI 2017. In Kanning & van der Krogt (2015) is een verdere toelichting gegeven hoe onzekerheden in de stijghoogtes in dat programma met kansverdelingen kunnen worden gemodelleerd.

### **3.11 Waterstandsverloop in slecht doorlatende lagen**

De belangrijke parameters in het schematiseren van het waterstandsverloop in slecht doorlatende lagen zijn, naast het dagelijkse waterspanningsverloop, de diepte tot welke een hydrostatisch verloop wordt verondersteld vanaf maaiveld en de dikte van de indringingszone. Beide parameters zijn typisch onzeker. Voor de keuze om ze als puntschatting, stochastische variabele of scenario te modelleren wordt verwezen naar de algemene principes beschreven in sectie 2.6.

### **3.12 Verkeersbelasting**

Dijken worden vaak belast door externe (boven)belastingen. In een probabilistische beoordeling wordt idealiter de gezamenlijke statistiek van alle belastingen bekeken. Er zijn echter nauwelijks tot geen statistieken van beschikbaar voor het afleiden van kansverdelingen. Wel is duidelijk dat voor macrostabiliteit de kans op extreme verkeersbelastingen tegelijk met extreme waterstanden klein is, zeker als ook beheersmaatregelen omtrent verkeer worden getroffen tijdens hoogwaters.

Door gebrek aan gegevens wordt voor de verkeersbelasting doorgaans een puntschatting gehanteerd, meestal in vorm van de rekenwaarde van de verkeersbelasting. Zoals eerder uiteengezet leidt dit tot een bovengrensbenadering van de faalkans voor dit aspect. Voor een handreiking voor de toe te passen verkeersbelasting kan ook gebruik worden gemaakt van de KPR Factsheet macrostabiliteit en verkeersbelasting (Jongejan et al., 2016).

Niet alleen de grootte, maar ook de belastingeffecten zoals belastingsspreiding en consolidatiegraad, zijn onzeker. Ook hiervoor is weinig data beschikbaar, waardoor vaak deterministische schattingen worden toegepast.

### 3.13 Modelonzekerheid

Voor het modelleren van macro-instabiliteit wordt in deze handreiking uitgegaan van een glijvlakmodel (hoewel de meeste aspecten eveneens voor EEM-berekeningen gelden). Omdat een model een schematisering is van de werkelijkheid, is er sprake van modelfout of modelonzekerheid. Naarmate een model de werkelijkheid beter benaderd wordt deze modelonzekerheid kleiner, waardoor de modelonzekerheid verschilt per glijvlakmodel. In een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse wordt een partiële veiligheidsfactor gebruikt (modelfactor) om deze onzekerheid in rekening te brengen. In probabilistische berekeningen wordt de modelonzekerheid met een kansverdeling gemodelleerd.

De kansverdeling van de modelonzekerheidsfactor  $m_d$  (zie grenstoestandsfunctie in vgl.(9) is afgeleid uit terug-analyses van overleefde hoge waterstanden en bezwijksituaties (van Duinen, 2015). De modelfactoren in dit rapport zijn afgeleid ten behoeve van toepassing voor primaire waterkeringen binnen het WBI 2017. De parameters voor de kansverdeling van de modelonzekerheid zijn weergegeven in

Tabel 3.1. Let op dat de modelonzekerheidsfactor in vgl.(9) wordt gedefinieerd als  $m_d$ , terwijl deze in onderstaande tabel de kansverdelingsparameters voor  $1/m_d$  zijn weergegeven.

Model	$\mu_{m_d}[-]$	$\sigma_{m_d}[-]$
Bishop	1.025	0.050
Uplift-Van	1.005	0.033
Spencer-Van der Meij	1.008	0.035

Tabel 3.1: Parameters kansverdeling modelonzekerheid (RWS, 2016b)



## 4 Beoordeling en duiding resultaten

Met de berekende faalkans of betrouwbaarheid, kan de veiligheid van de waterkering beoordeeld worden. Daarnaast levert een faalkansanalyse ook vaak extra inzicht in de dominante factoren die de faalkans bepalen. Om de resultaten juist te interpreteren is het van belang dat de berekeningen plausibel en herleidbaar zijn. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op praktische aspecten van de duiding van faalkanssommen voor macrostabiliteit en vervolgens op de faalkanseis waar aan kan worden getoetst, althans in de context van Nederlandse waterkeringen en het WBI 2017.

### 4.1 Verificatie, duiding en herleidbaarheid resultaten

In faalkansanalyses vinden veel rekenstappen met behulp van software plaats. Hierbij is het van belang dat de resultaten consistent en uitlegbaar zijn. Hiervoor moeten vaak ook (tussen)resultaten geverifieerd en geduid worden. Daarnaast is het van belang dat de resultaten herleidbaar en reproduceerbaar zijn, zodat deze gecontroleerd kunnen worden. In deze sectie worden hiervoor praktische handvatten beschreven. De toepassing wordt geïllustreerd in de rekenvoorbeelden in hoofdstuk 5.

#### 4.1.1 Semi-probabilistische gevoeligheidsanalyse

Om de plausibiliteit van resultaten te controleren is een eenvoudig hulpmiddel een gevoeligheidsanalyse met deterministische berekeningen. Deze berekeningen kosten minder tijd dan een probabilistische berekening en kunnen waardevol inzicht geven in het effect van uitgangspunten en aannames.

Als basisberekening kan een semi-probabilistische berekening met rekenwaarden worden gebruikt. Deze berekening is over het algemeen al beschikbaar en is een goed uitgangspunt om te onderzoeken welke variabelen de uitkomsten sterk beïnvloeden. Hieronder worden enkele voorbeelden van gevoeligheidsanalyses gegeven:

- Berekeningen met gemiddelde waarden versus karakteristieke of rekenwaarden. Uit de verschillen in stabiliteitsfactor kan worden opgemaakt hoe groot de invloed van onzekerheden in sterkte-eigenschappen is. Als het verschil groot is, zijn sterkte-onzekerheden relatief bepalend. In dat geval is ook de verwachting dat een faalkansanalyse “winst” oplevert, cq. dat de betrouwbaarheidsindex uit een faalkansanalyse duidelijk hoger is dan te verwachten op basis van de gekalibreerde relaties voor semi-probabilistische beoordelingen (Kanning et al., 2016).
- Berekeningen bij verschillende waterstanden. Uit het verschil in stabiliteitsfactor kan worden ingeschat of de waterstand significante invloed zal hebben in de probabilistische berekening. Daarnaast kan er een indruk worden gekregen of de schematisering aansluit bij het gedrag van de waterkering in de praktijk.
- Berekeningen met verschillende belastingen en belastingeffecten (overslag, infiltratie, verkeer etc.) kunnen een inzicht geven in de betreffende gevoeligheden. Voor significante belasting(effect)en kan de onzekerheid het beste in termen van kansen gemodelleerd worden; voor belastingeffecten met relatief weinig invloed is een deterministische puntschatting vaak voldoende.
- Berekeningen met andere aannames en/of schematiseringskeuzes. Op basis van de gevoeligheidsberekeningen kan worden afgeleid of het noodzakelijk is om voor een bepaalde schematisering meerdere scenario's te beschouwen of dat de modellering met een scenario of puntschatting voldoende is.

Op basis van de met rekenwaarden berekende stabiliteitsfactor en gekalibreerde relaties (Kanning et al., 2016; zie ook Figuur 2.3) kan een (ondergrens)schatting van de betrouwbaarheidsindex worden verkregen. Deze kan worden vergeleken met de berekende betrouwbaarheidsindex uit de faalkansanalyse. Op deze wijze kan een indruk worden verkregen of de resultaten in lijn liggen met in het verleden uitgevoerde stabiliteitsanalyses en de daarvoor berekende faalkansen.

#### 4.1.2 Controles van de faalkansanalyse (met FORM)

##### *Convergentie*

Als er een FORM analyse wordt uitgevoerd, bijvoorbeeld voor het bepalen van punten op de *fragility curve* (*fragility points*), kunnen convergentieproblemen ontstaan (FORM werkt met een iteratief zoekalgoritme om het *design point* te vinden; zie bijvoorbeeld CUR 190). Ook is het mogelijk dat het zoekalgoritme een “lokaal minimum” vindt en niet het werkelijke *design point*. Convergentieproblemen in de FORM procedure ontstaan vaak bij discontinuïteiten in de kansverdelingen van de parameters of bij discontinuïteiten in het model. Hieronder beschrijven we een aantal *lessons learnt* t.a.v. de oorzaken van convergentieproblemen in stabiliteitsanalyses en mogelijke oplossingen.

##### *Invloedscoëfficiënten*

Een voordeel van een FORM analyse is dat de invloedscoëfficiënten ( $\alpha_i$ ) bepaald worden. Een wiskundig rigoureuze definitie kan worden nagelezen in (Hasofer & Lind, 1974) of andere literatuur (bv. CUR 190). Hier gaan we slechts in op twee belangrijke eigenschappen in:

1. Elke stochastische variabele (met een continue kansverdeling) heeft een invloedscoëfficiënt in FORM met een waarde in het bereik:  $-1 \leq \alpha_i \leq 1$ . Negatieve waarden geven aan dat het om een belastingparameter gaat (hogere parameterwaarde leidt tot lagere stabiliteit) en positieve waarden impliceren een sterkteparameter.
2. De som van de gekwadrateerde invloedscoëfficiënten telt altijd op tot 1 ( $\sum \alpha_i^2 = 1$ ). De waarde van  $\alpha_i^2$  geeft dan ook het relatieve belang van een variabele in de berekende faalkans weer. Bijvoorbeeld  $\alpha_i = 0.8$  en daarmee  $\alpha_i^2 = 0.64$  houdt praktisch in dat 64% van de totale onzekerheid die de faalkans bepaalt wordt veroorzaakt door de onzekerheid in variabele  $i$ .

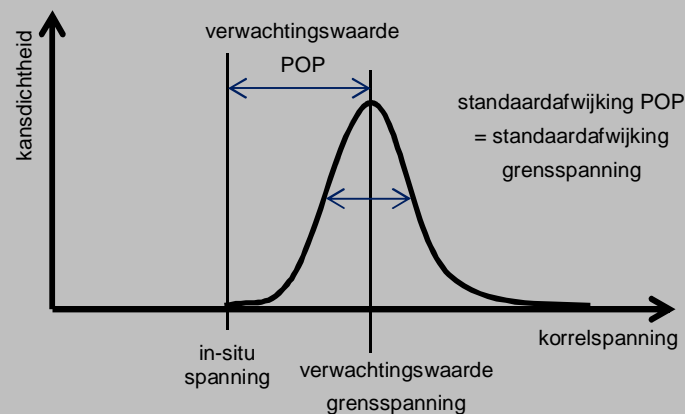
Dit biedt diverse mogelijkheden voor *sanity checks* (plausibiliteitscontroles) van de resultaten:

- Een mogelijke controle met berekende invloedscoëfficiënten is het vergelijken met deterministische gevoeligheidsanalyses. Als bijvoorbeeld een grote invloedscoëfficiënt voor sterkteparameters wordt gevonden, verwachten we een groot verschil in stabiliteitsfactor bij gemiddelde vs. rekenwaarden.
- Daarnaast kan gecontroleerd worden of alle grondlagen waar het glijvlak doorheen gaat een invloedscoëfficiënt groter (of kleiner) dan nul hebben. In veel gevallen zullen variabelen met een grote variatiecoëfficiënt ook een grote invloedscoëfficiënt hebben, alhoewel dit niet perse het geval hoeft te zijn als de parameter weinig invloed op de stabiliteit heeft.
- Ook via het teken ( $\pm$ ) kan worden gecontroleerd of variabelen in de analyse een stabiliteitsverhogend (sterkte) of stabiliteitsverlagend (belasting) effect hebben en of dat plausibel is.

#### Kader 4.1: Vermijden van fysisch onmogelijke parameterwaarden in kansverdelingen

Bij grote onzekerheden in grondparameters kan het zijn dat de statistische bewerking kansverdelingen oplevert die breed zijn en fysisch onmogelijke parameterwaarden bevatten. Dat kan in de stabiliteitsanalyses tot problemen of fouten leiden, en mogelijk tot convergentieproblemen van het FORM zoekalgoritme. In zulke gevallen kunnen kansverdelingen met grenzen worden gedefinieerd, bijvoorbeeld door toepassen van verschuiving (*shift*) of afknotting (*truncation*) om het fysisch onmogelijke bereik te vermijden.

Bijvoorbeeld kan het voorkomen dat de staart van de kansverdeling van de grensspanningswaarden bevat lager dan de in-situ korrelspanning. In de stabiliteitssoftware zal bij realisaties van de grensspanning lager dan de effectieve spanning een sprong in stabiliteitsfactor geven. Voor een lognormale kansverdeling van de grensspanning (bv. in een grensspanningspunt in de dwarsdoorsnede) kan bijvoorbeeld een shift worden toegepast zodat deze begint bij de in-situ korrelspanning in dagelijkse omstandigheden. De vorm van de verdeling beschrijft dan de onzekerheid in de POP (zie figuur hieronder).



Figuur: Voorbeeld lognormale verdeling van de grensspanning met een shift gelijk aan de in-situ spanning. De standaardafwijking van de grensspanning is dan gelijk aan de standaardafwijking van de POP (mits de onzekerheid in de in-situ korrelspanning verwaarloosbaar is).

#### Design point

Het *design point* (of ontwerppunt) is de combinatie van parameterwaarden van de variabelen met de grootste kansdichtheid waarvoor falen optreedt (bij wijze van spreken, de meest waarschijnlijke parametercombinatie waarbij stabiliteitsverlies optreedt). In het *design point*, benadert de grenstoestandsfunctie dus 0 (nul). Voor macrostabiliteit betekent dit dat de stabiliteitsfactor gedeeld door de (*design point* waarde van de) modelonzekerheid gelijk is aan 1. Rekenkundig kan gecheckt worden of de waarden juist berekend zijn, omdat voor parameter  $x_i$  het *design point*  $x_i^*$  berekend kan worden als:  $x_i^* = F_{x,i}^{-1}(\Phi(-\alpha_i\beta))$ , waarbij  $F_{x,i}^{-1}$  de inverse cumulatieve kansverdeling van variabele  $X_i$  is en  $\Phi$  is de standard normale kansverdeling.

Omdat de *design point* in FORM een bijzondere betekenis heeft en hiermee de faalkans wordt uitgerekend is het zinvol om de stabiliteitsanalyse met *design point* waarden goed na te lopen.

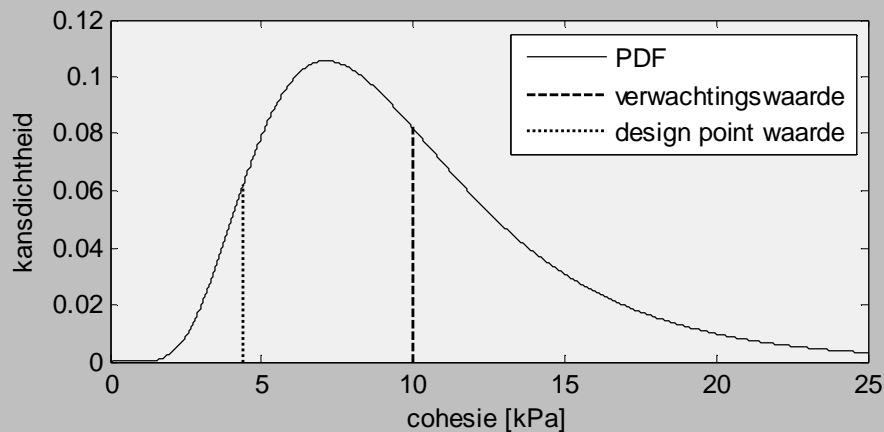
**Kader 4.2: Voorbeeld *design point* waarde**

Stel de cohesie van een grondlaag heeft een invloedscoefficiënt van  $\alpha_i = 0.5$  bij een berekende betrouwbaarheidsindex van  $\beta = 3.0$ , waarbij deze werd gemodelleerd als lognormale verdeling met verwachtingswaarde 10 kPa en standaardafwijking 5 kPa.

Daarmee heeft de *design point* waarde een onderschrijdingskans van ca. 7%:

$$P(c < c^*) = \Phi(-\alpha_i\beta) = \Phi(-0.5 \cdot 3) = 0.067$$

En de *design point* waarde wordt in dit geval:  $x_i^* = F_{x,i}^{-1}(0.067) = 4.4$  kPa



## 4.1.3 Herleidbaarheid resultaten

Om er voor te zorgen dat de resultaten van de probabilistische analyse herleidbaar en reproduceerbaar zijn, dienen de uitgangspunten (norm, trajectlengte etc.), invoer (type en parameters kansverdelingen, correlaties, scenario's etc.), uitvoer (*fragility curves*, invloedscoefficienten, ontwerpwaarden etc.) en conclusies (duiding, verificatie etc.) volledig gerapporteerd te worden. Geadviseerd wordt om van belangrijke invoergegevens als printscreen of uitvoerfile van het software programma in de rapportage op te nemen.

## 4.2 Beoordeling berekende faalkans aan topeis

Het afleiden van de faalkanseis op doorsnedeniveau is gelijk voor een semi-probabilistische en een probabilistische analyse. Het belangrijkste verschil is dat de beoordeling direct gaat op faalkanseis per doorsnede, zonder tussenkomst van de stabiliteits- of schadefactor zoals beschreven in 2.3.3.

De faalkanseis voor een doorsnede voor het mechanisme macro-instabiliteit wordt berekend door (bijv. RWS, 2016a en Kanning et al., 2017):

$$P_{eis,dsn} = \frac{\omega \cdot P_{eis}}{1 + \frac{a \cdot L}{b}} \quad (21)$$

met:

$P_{eis}$	norm-faalkans per dijktraject op jaarbasis (soms ook $P_{norm}$ genoemd)
$\omega$	faalkansbudget per faalmechanisme
$L$	lengte normtraject [m]
$a$	fractie van de trajectlengte die gevoelig is voor macro-instabiliteit
$b$	maat voor de lengte-effect gevoeligheid [m]

Deze aanpak is specifiek ontwikkeld voor Nederlandse dijken, de getalswaarden voor beoordelen en ontwerpen kunnen in de vigerende WBI en OI documenten worden gevonden.

In de praktijk wordt niet zozeer een doorsnede, maar een dijkvak beoordeeld waarvan de eigenschappen (geometrie, bodemopbouw, hydraulische randvoorwaarden etc.) vergelijkbaar zijn en welk onderdeel is van een dijktraject. Met bovenstaande aanpak kan dus op basis van een maatgeven doorsnede worden geconcludeerd of een dijkvak al dan niet aan de doorsnede-eis voldoet. Dat is niet anders dan in een semi-probabilistische beoordeling.

Een andere manier is om de verschillende de faalkansen van de verschillende dijkvakken expliciet uit te rekenen, rekening houdend met hun lengte, en vervolgens de dijkvakken te combineren tot een faalkans voor het hele dijktraject. Bijlage B geeft hiervoor de benodigde achtergrondinformatie.

## 5 Voorbeeld

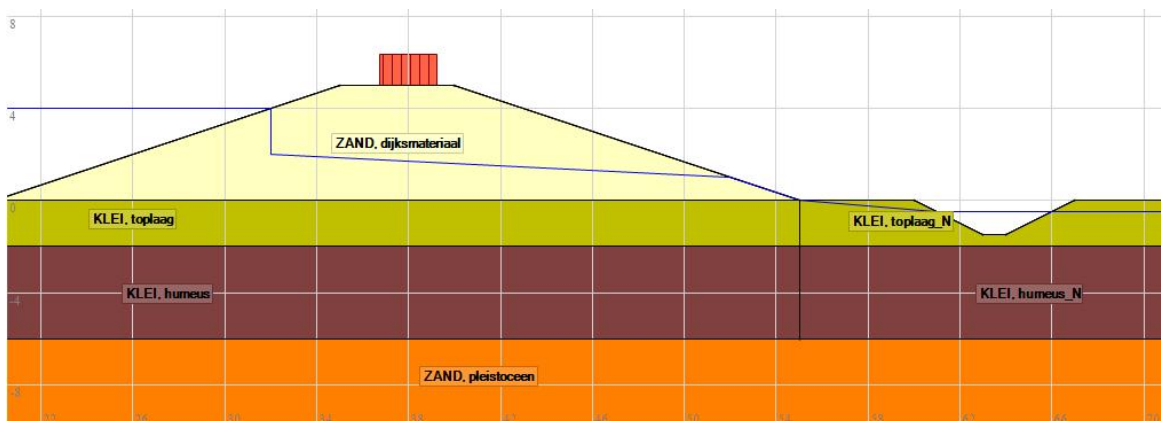
In dit hoofdstuk wordt een voorbeeld van faalkansanalyse voor macrostabiliteit in twee delen gepresenteerd. Elk deel belicht andere aspecten van de in dit rapport besproken theorie, methodestappen en aandachtspunten. In het eerste deel wordt een relatief eenvoudige situatie uitgewerkt. Het tweede deel is in feite een verdiepingsslag, waarbij aandacht wordt besteed aan het effect van opbarsten en aan het werken met scenario's.

Doel van het voorbeeld is om voor een versimpelde situatie de probabilistische methodestappen te illustreren (stroomschema bij Figuur 2.11), waarin de verschillende manieren om onzekerheden te schematiseren (kansverdelingen bij deel 1 en scenario's bij deel 2) worden toegelicht. Voor uitgebreidere voorbeelden wordt verwezen naar bijvoorbeeld cases welke voor de Hollandse IJssel zijn uitgewerkt (Rozing & Schweckendiek, 2016) en de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (RWS, 2016b).

### 5.1 Voorbeeld – deel 1

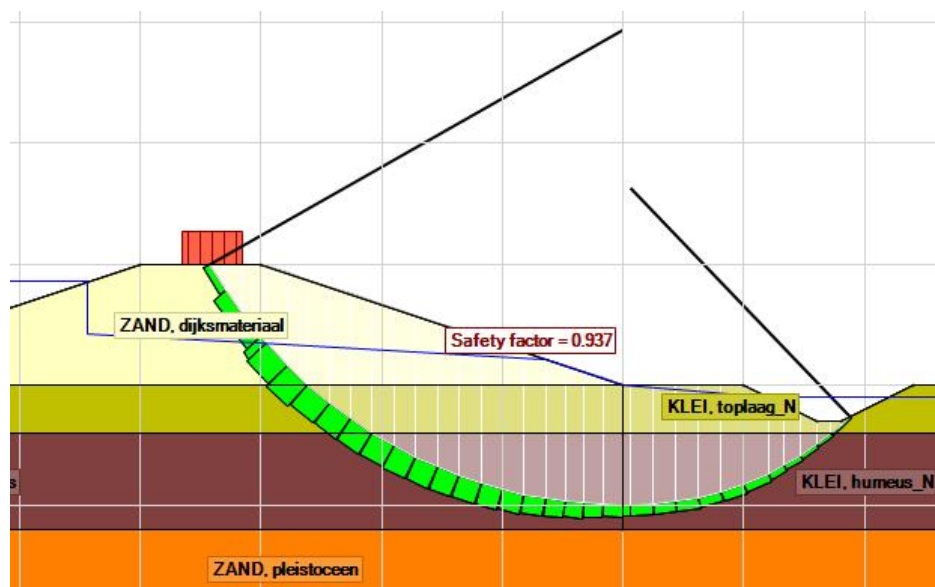
#### 5.1.1 Stap 1: Basissom (semi-probabilistisch)

De geometrie van de representatieve doorsnede van dit voorbeeld is weergegeven in Figuur 5.1. De dijk is 5 meter hoog met taludhellingen 1v:3h. Het betreft een zanddijk op slappe ondergrond van 6 meter dikte. De slappe deklaag bestaat uit 2 meter klei op een laag van 4 meter humeuze klei. Hieronder is het pleistocene zandpakket aanwezig. Er is in dit versimpelde voorbeeld geen rekening gehouden met een gezet profiel onder de dijk. Daarnaast is in deel 1 van dit voorbeeld ter illustratie rekening gehouden met slechts één (ondergrond)scenario.



Figuur 5.1: Geschematiseerd dwarsprofiel.

De berekende stabiliteitsfactor met rekenwaarden (zie Tabel 5.3) bedraagt  $SF = 0.94$ , zie Figuur 5.2.



Figuur 5.2: Berekende stabiliteitsfactor bij rekenwaarden sterkte en belasting

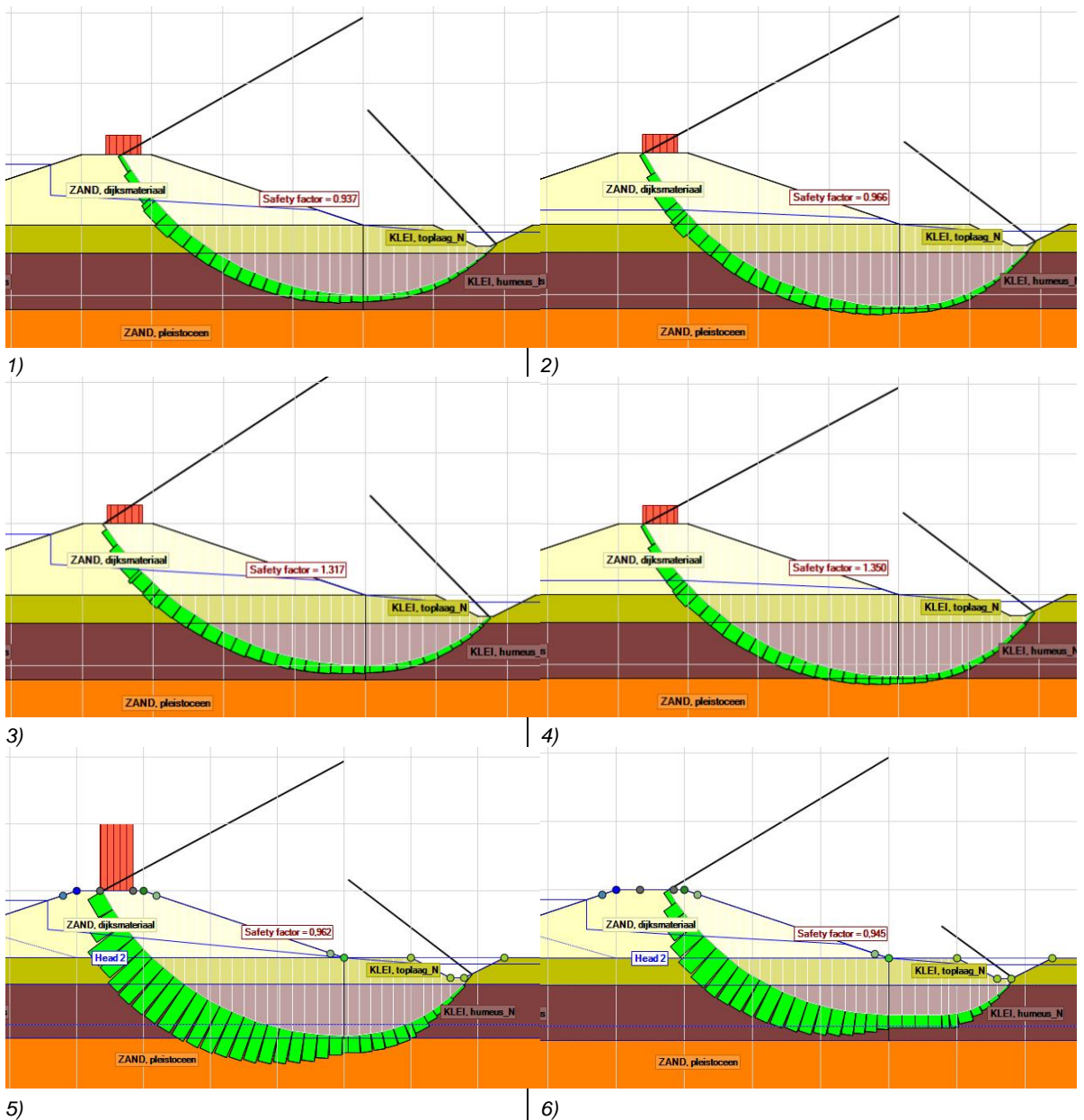
- 5.1.2 Stap 2: Gevoeligheidsanalyse ter bepaling invloedrijke parameters en onzekerheden  
 Voor de gevoeligheidsanalyse is het effect van variatie van de grondparameters, buitenwaterstand, mate van drainage bij de binnenteen van de dijk en de verkeersbelasting onderzocht.

De resultaten van de gevoeligheidsanalyse zijn weergegeven in *Tabel 5.1* en *Figuur 5.3*.

#	Analyse	Buitenwaterstand [m NAP]	Freatische lijn (volgens TRWD)	Verkeersbelasting	Stabiliteitsfactor
1	Rekenwaarden	WBN: 4.27	Geval 2A	13.3 kPa	0.937
2	Rekenwaarden	Dagelijks: 1.50	Geval 2A	13.3 kPa	0.966
3	Gemiddelde waarden	WBN: 4.27	Geval 2A	13.3 kPa	1.317
4	Gemiddelde waarden	Dagelijks: 1.50	Geval 2A	13.3 kPa	1.350
5	Rekenwaarden	WBN: 4.27	Drainage bij teen	13.3 kPa	0.962
6	Rekenwaarden	WBN: 4.27	Geval 2A	0 kPa	0.945

*Tabel 5.1: Resultaten gevoeligheidsanalyse.*

Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt dat vooral de grondparameters een relatief grote invloed op de berekende stabiliteitsfactor hebben, te zien aan het verschil tussen rekenwaarden en gemiddelde waarden. Daarom worden in de faalkansanalyse in eerste instantie alleen de grondparameters en buitenwaterstand als stochast gemodelleerd. De overige parameters worden deterministisch aangenomen (puntschatting).



Figuur 5.3: Berekende glijvlakken gevoeligheidsanalyse (nummering volgens Tabel 5.1)

### 5.1.3

#### Stap 3: Modelleren onzekerheden sterkte en belasting

In dit voorbeeld worden de volgende parameters als stochastische variabelen (met kansverdelingen) gemodelleerd:

- Buitenwaterstand (intrinsieke variabiliteit in de tijd).
- Grondparameters (ruimtelijk variabiliteit, statistische onzekerheid, transformatieonzekerheid).
- Model (modelonzekerheid).

Schematiseringonzekerheden worden in dit voorbeeld niet meegenomen, hiervoor worden puntschattingen (in dit geval conservatieve aannames) gedaan.



*Deterministische puntschattingen*

Voor de bodemopbouw is in dit voorbeeld als versimpeling uitgegaan van één basisschematisering. Deze wordt verondersteld zodanig conservatief te zijn, dat onzekerheden door andere scenario's (bv. ondergrond en/of geohydrologische respons) geen significante bijdrage aan de faalkans hebben.

Voor de ligging van het freatische vlak is uitgegaan van de modellering conform geval 2A uit het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004), waarbij wordt uitgegaan van een dichte bekleding op het buitentalud. Deze schematisering wordt gezien als een deterministische puntschatting vergelijkbaar met een rekenwaarde voor de freatische waterstand.

Er is geen verbinding tussen het buitenwater en het watervoerende pleistocene zandpakket. Daarom is er geen significante respons van de stijghoogte in het pleistocene zandpakket op de buitenwaterstand. De hoogte van de dijk is zodanig dat het effect van overslag en infiltratie verwaarloosbaar wordt verondersteld.

Voor de verkeersbelasting is uitgegaan van een uniforme belasting van 13.3 kPa over 2.5 meter breedte. In dit voorbeeld wordt deze waarde gezien als een rekenwaarde voor alle waterstanden.

*Kansverdeling buitenwaterstand*

Voor de kansverdeling voor de waterstand wordt gebruik gemaakt van de uitvoer van een Hydra model zoals in *Tabel 5.2* weergegeven.

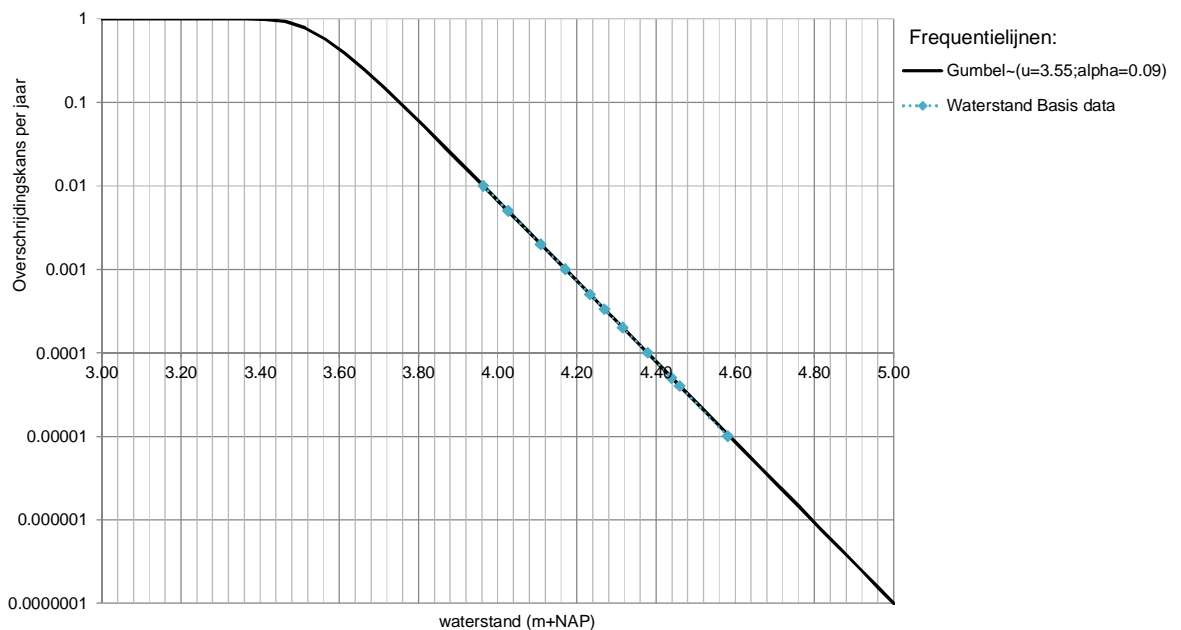
Waterstand [m NAP]	Frequentie [1/jaar]
+3.96	0.01
+4.03	0.005
+4.11	0.002
+4.17	0.001
+4.23	0.0005
+4.27 *	0.00033
+4.32	0.0002
+4.38	0.0001
+4.44	0.00005
+4.46	0.00004
+4.58	0.00001

*Tabel 5.2: Overschrijdingsfrequenties waterstanden*

\* Maatgevende waterstand / waterstand bij norm (hier: 1/3000 per jaar)

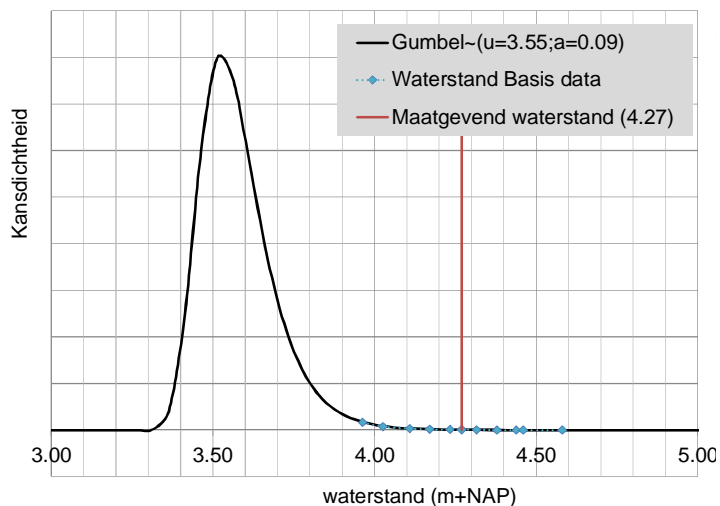
Op basis van de beschikbare data is een Gumbel verdeling gefit. Deze fit zoals weergegeven in *Figuur 5.4* correspondeert goed met de overschrijdingsfrequenties uit de Hydra-berekeningen.

*NB: Voor de berekening van de overschrijdingskansen per jaar kan gebruik worden gemaakt van de formule:  $F(h) = 1 - \exp(-\text{frequentie})$ . Bij kleine kansen zoals in dit voorbeeld is er praktisch geen verschil tussen overschrijdingskansen en frequenties.)*



Figuur 5.4: Gumbel verdeling gefit op basis van de beschikbare data van de buitenwaterstand

De kansverdeling van de buitenwaterstand kan ook als kansdichtheidsfunctie (PDF) worden weergegeven zoals in Figuur 5.5. De rekenwaarde voor de buitenwaterstand is de waterstand met frequentie gelijk aan de norm – zie Tabel 5.2. Dit is in dit geval de waterstand met een overschrijdingskans van 1/3.000 per jaar en bedraagt NAP +4.27 meter.



Figuur 5.5: Kansdichtheidsfunctie en parameters voor de buitenwaterstand

### Kansverdelingen grondparameters

De kansverdelingen voor de grondparameters zijn bepaald op basis van beschikbaar grond- en laboratoriumonderzoek (zie Tabel 5.3). Er is een regionale proevenverzameling beschikbaar voor de verschillende grondlagen. In deze proevenverzameling is geen onderscheid gemaakt in grondlagen naast of onder de dijk. Tabel 5.3 laat ook de rekenwaarde per parameter zien.

Tabel 5.3: Kansverdelingen grondparameters.

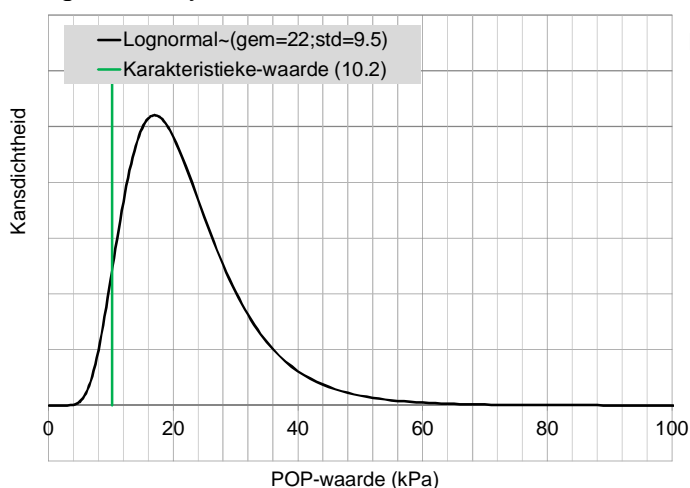
Parameter	Gemiddelde	Standaard afwijking <sup>1)</sup>	Verdeling type	Rekenwaarde <sup>2)</sup>
<b>ZAND, dijksmateriaal</b>				
$\gamma/\gamma_{verz}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18/20	-	deterministisch	18/20
c' [kPa]	0	-	deterministisch	0
$\phi'$ [°]	32.5	2.5	lognormaal	28.6
<b>KLEI, toplaag</b>				
$\gamma/\gamma_{verz}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	15/15	-	deterministisch	15/15
S [-]	0.30	0.03	lognormaal	0.25
m [-]	0.9	0.03	lognormaal	0.85
POP [kPa]	22	9.5	lognormaal	10
<b>KLEI, humeus</b>				
$\gamma/\gamma_{verz}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	14/14	-	deterministisch	14/14
S [-]	0.32	0.03	lognormaal	0.27
m [-]	0.9	0.03	lognormaal	0.85
POP [kPa]	22	9.5	lognormaal	10
<b>ZAND, pleistoceen</b>				
c' [kPa]	0	-	deterministisch	0
$\phi'$ [°]	35	2	lognormaal	31.8
$\gamma/\gamma_{verz}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18/20	-	deterministisch	18/20

<sup>1)</sup> Schatting van de standaardafwijking van het laaggemiddelde langs het glijvlak, berekend volgens:

$$S_{gem,reg} = S_x \cdot \sqrt{(\Gamma^2 + 1/n)}$$

<sup>2)</sup> Rekenwaarde en karakteristieke waarde zijn gelijk, omdat de materiaalfactoren gelijk aan 1.0 zijn.

In Figuur 5.6 zijn ter illustratie voor de POP de kansverdeling en rekenwaard weergegeven.



Figuur 5.6: Kansverdeling en karakteristieke waarde POP

#### Kansverdeling modelonzekerheid

Voor de onzekerheid van het model Uplift Van is een lognormale verdeling gehanteerd met een gemiddelde van 0.995 en standaardafwijking van 0.033 (overeenkomstige lognormale parameters  $\lambda = -0.0056$  en  $\zeta = 0.033$ ), zie sectie 3.13. De bijbehorende rekenwaarde voor de modelfactor bij een semi-probabilistische analyse is gelijk aan 1.06.

### Correlaties

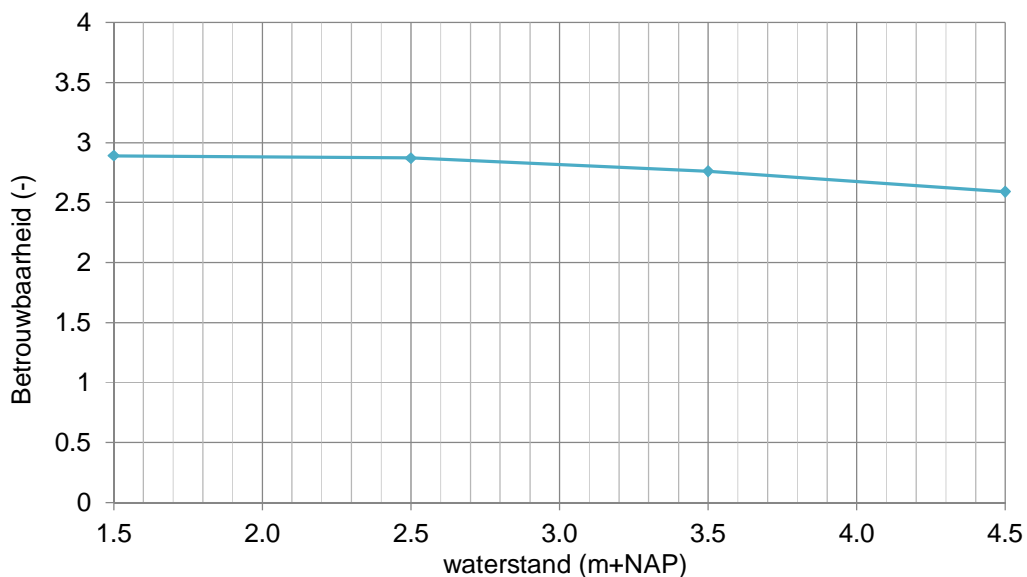
Aangenomen is dat de parameters S en m onder en naast de dijk (per laag) volledig gecorreleerd zijn. De POP waarden onder en naast de dijk zijn volledig onafhankelijk aangenomen, aangezien de voorbelastingsgeschiedenis onder en naast de dijk afwijkt. Omdat in de beschikbare proevenverzameling geen onderscheid is gemaakt in de eigenschappen onder of naast de dijk is wel dezelfde kansverdeling voor de POP onder en naast de dijk gehanteerd. Merk op dat de overconsolidatiegraden onder en naast de dijk over het algemeen verschillen, en dat deze bij voorkeur apart worden afgeleid.

### Grensspanning en POP

In de gebruikte software (D-Geostability bèta versie i.c.m. Probabilistic Toolkit Deltares) is gebruik gemaakt van invoer van de grensspanning (Yield) gegeven op bepaalde locaties langs een verticaal, in plaats van de POP waarde. Voor de grensspanning is uitgegaan van een lognormale verdeling, waarbij een *shift* is toegepast, welke gelijk is aan de verticale effectieve korrelspanning. In feite is de hele verdeling van de POP "opgeschoven" met een waarde gelijk aan de verticale effectieve korrelspanning om de verdeling voor de grensspanning te verkrijgen.

#### 5.1.4 Stap 4: Opstellen fragility curves

Bij het opstellen van een *fragility curve* wordt voor een aantal punten (*fragility points*) de conditionele faalkans, gegeven een bepaalde buitenwaterstand, bepaald (zie 2.7). De aanname is dat buiten deze punten geëxtrapoleerd en tussen deze punten (in termen van beta-waarden) lineair geïnterpoleerd kan worden. Op basis van voorgaande uitgangspunten is voor vier waterstanden de faalkans, gegeven de betreffende waterstand bepaald. De resulterende *fragility curve* is weergegeven in Figuur 5.7.



Figuur 5.7: Fragility curve (de faalkansen in elk fragility point zijn bepaald voor het kritieke glijvlak bij rekenwaarden, benadering zoals beschreven in Kader 2.6)

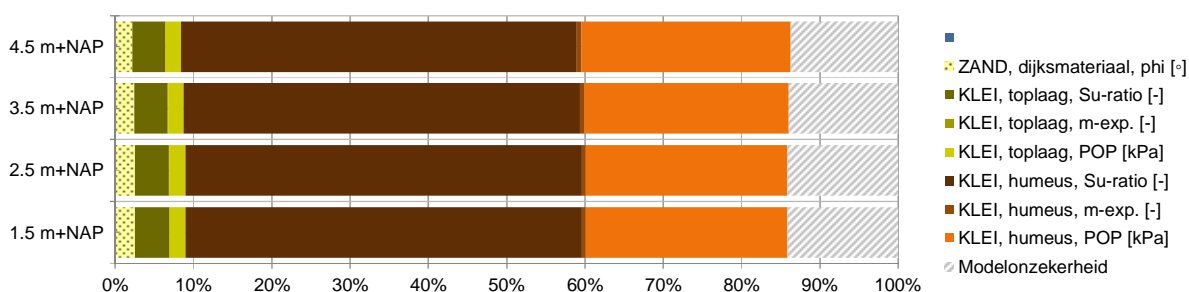
Uit Figuur 5.7 blijkt dat er zijn geen discontinuïteiten in de *fragility curve* aanwezig zijn, zodat in dit geval 4 *fragility points* voldoende zijn om de *fragility curve* vast te stellen. Verder blijkt dat de berekende betrouwbaarheidsindex slechts beperkt afhankelijk is van de buitenwaterstand. Dit komt doordat de buitenwaterstand geen invloed heeft op de stijghoogte in het watervoerend pakket en het effect van een stijgend freatisch vlak op de ongedraineerde schuifsterkte beperkt is. Bovendien treedt binnen het domein van beschouwde waterstanden geen significante overslag op.

Tabel 5.4 toont de resultaten voor de *fragility curve* samen met de invloedscoëfficiënten van alle variabelen (zie ook Figuur 5.8). Te zien is dat de onzekerheid in de *S* en *POP* van de humeuze kleilaag de grootste bijdrage aan de berekende faalkans hebben.

Tabel 5.4: Berekeningsresultaten *fragility points*

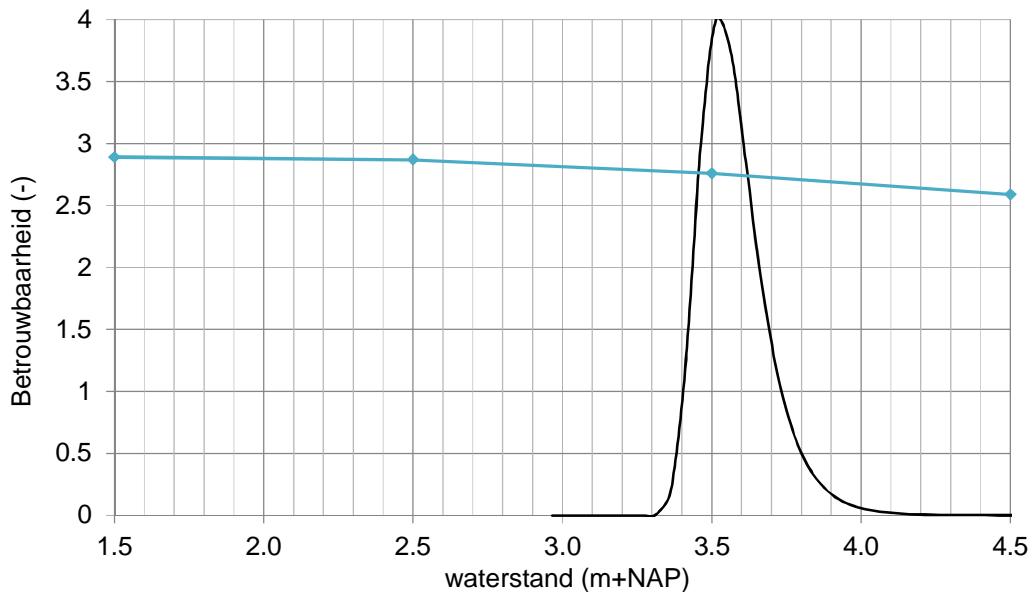
	Buitenwaterstand [m+NAP]			
	1.5	2.5	3.5	4.5
<b>Faalkans analyse</b>				
Betrouwbaarheid [-]	2.89	2.87	2.76	2.59
Faalkans [1/jaar]	1.9E-03	2.1E-03	2.9E-03	4.8E-03
<b>Gekwadrateerde invloedscoëfficiënten <math>\alpha_i^2</math> [%]</b>				
ZAND, dijksmateriaal $\phi'$ [°]	2.5	2.5	2.4	2.2
KLEI, top laag S [-]	4.3	4.3	4.3	4.2
m [-]	0.0	0.0	0.1	0.1
POP [kPa]	2.0	2.0	2.0	2.0
KLEI, humeus S [-]	<b>50.7</b>	<b>50.7</b>	<b>50.6</b>	<b>50.6</b>
m [-]	0.5	0.5	0.5	0.6
POP <sup>1)</sup> [kPa]	<b>25.7</b>	<b>25.7</b>	<b>26.1</b>	<b>26.7</b>
Modelonzekerheid	14.2	14.1	14.0	13.7

<sup>1)</sup> Dit is de gesommeerde bijdrage van de POP onder en naast de dijk

Figuur 5.8: Gekwadrateerde invloedscoëfficiënten  $\alpha_i^2$

### 5.1.5 Stap 5: Berekenen totale faalkans

De totale faalkans wordt bepaald door de *fragility curve* te combineren met de waterstandsstatistiek. In Figuur 5.9 zijn de kansverdeling van de buitenwaterstand en de *fragility curve* tegelijk weergegeven. De totale faalkans is bepaald door numerieke integratie (vgl.(16)), waarbij een betrouwbaarheidsindex van  $\beta_{dsn;STBI} = 2.73$ , ofwel een faalkans van 1/316 per jaar, wordt gevonden.



Figuur 5.9: Fragility curve en kansverdeling waterstand.

Als *design point* van de waterstand wordt een niveau van NAP +3.6 meter gevonden. Dit is een waterstand die per jaar een kans van optreden van 1/3 per jaar heeft. Dit is een relatief grote kans, wat betekent dat de bijdrage van de onzekerheid in de waterstand beperkt is. Dit blijkt ook uit de gevonden gekwadrateerde invloedscoëfficiënt, welke 0.02% bedraagt voor de buitenwaterstand. De bijdrage van de overige onzekere parameters (in dit geval alleen sterkteparameters) bedragen dus 99.98%.

### 5.1.6 Stap 6: Beoordeling en duiding resultaten

#### Beoordeling berekende faalkans aan topeis

De maximaal toelaatbare overstromingskans voor het dijktraject is in dit geval 1/3.000 per jaar. Het dijktraject heeft een lengte van 10 kilometer en er wordt uitgegaan van een (macro-instabiliteit) faalkansbudget van 4%. De faalkanseis op doorsnedeniveau bedraagt derhalve

$$P_{eis,dsn} = \frac{0.04 \cdot 1/3000}{1 + \frac{0.033 \cdot 10000}{50}} = 1.8 \cdot 10^{-6} \quad (22)$$

of  $\beta_{eis,dsn} = 4.6$ .

De berekende betrouwbaarheidsindex bedraagt  $\beta = 2.7$ , zodat niet aan de faalkanseis wordt voldaan. De faalkans is in deel 1 van het voorbeeld bepaald op basis van één basisscenario; er zijn geen afwijkende (ondergrond)scenario's beschouwd.

*Verificatie, duiding en herleidbaarheid resultaten*

Uit de semi-probabilistische berekening volgde een stabiliteitsfactor van  $SF = 0.94$  (sectie 5.1.3). Uitgaande van een modelfactor van 1.06 kan hieruit een betrouwbaarheidsindex van ca.  $\beta_{dsn;STBI} = 3.2$  worden geschat op basis van de gekalibreerde relatie in Figuur 2.3:  $\beta_{dsn} = (SF / \gamma_d - 0.41) / 0.15 = 3.2$ .

In dit geval geeft de semi-probabilistische analyse dus een licht optimistische inschatting van de berekende faalkans. Deze afwijking van de kalibratielijn is in lijn met de spreiding in de resultaten van de beschikbare cases; voor lage betrouwbaarheden die ook buiten de voor de norm relevante range liggen geeft de gekalibreerde relatie soms een overschatting van de betrouwbaarheid.

Zoals eerder genoemd, kan voor controle doeleinden ook worden gekeken naar de invloedscoëfficiënten, *design point* waarden (zie Tabel 5.5) en het kritieke glijvlak in het *design point*.

	Buitenwaterstand [m+NAP]			
	1.5	2.5	3.5	4.5
ZAND, dijksmateriaal $\varphi'$ [°]	31.28	31.29	31.36	31.47
KLEI, toplaag S [-]	0.28	0.28	0.28	0.28
m [-]	0.90	0.90	0.90	0.90
POP_onder [kPa]	17.16	17.18	17.31	17.49
POP_naast [kPa]	19.22	19.22	19.27	19.34
KLEI, humeus S [-]	0.26	0.26	0.27	0.27
m [-]	0.90	0.90	0.90	0.90
POP_onder [kPa]	12.76	12.79	12.98	13.26
POP_naast [kPa]	13.61	13.64	13.81	14.08
Modelonzekerheid	0.96	0.96	0.96	0.96

Tabel 5.5: Resultaten faalkansanalyse in termen van *design point* waarden per stochastische variabele

Om meer zekerheid te krijgen of het maatgevende glijvlak is beschouwd zijn de waarden in het *design point* uit de faalkansanalyse ingevoerd in een deterministische analyse. Hierbij is het glijvlak vrij genomen. Hieruit blijkt dat hetzelfde maatgevende glijvlak wordt gevonden.

De faalkans van de waterkering bedraagt ca. 0.3% per jaar ( $\beta_{dsn;STBI} = 2.7$ ). Tijdens het beheer van de dijk zijn geen schadebeelden geconstateerd. Dit is echter ook niet direct te verwachten bij een dergelijk kleine faalkans. Alhoewel de faalkans van de kering groter is dan toelaatbaar, is deze conclusie niet direct strijdig met het gedrag van de waterkering. Het is wellicht mogelijk dat met een bewezen sterkte analyse (Kanning & Schweckendiek, 2016) nog tot een lagere inschatting van de faalkans kan worden gekomen.

De grootste bijdrage aan de faalkans wordt geleverd door de sterkte van de humeuze kleilaag. Deze sterkte is afgeleid op basis van een regionale proevenverzameling. Mogelijk kan door aanvullend lokaal onderzoek de (kennis)onzekerheid verkleind worden. De gevonden gemiddelde en spreiding van de parameters zijn echter waarden die goed aansluiten op ervaringsgetallen.

## 5.2 Voorbeeld – deel 2

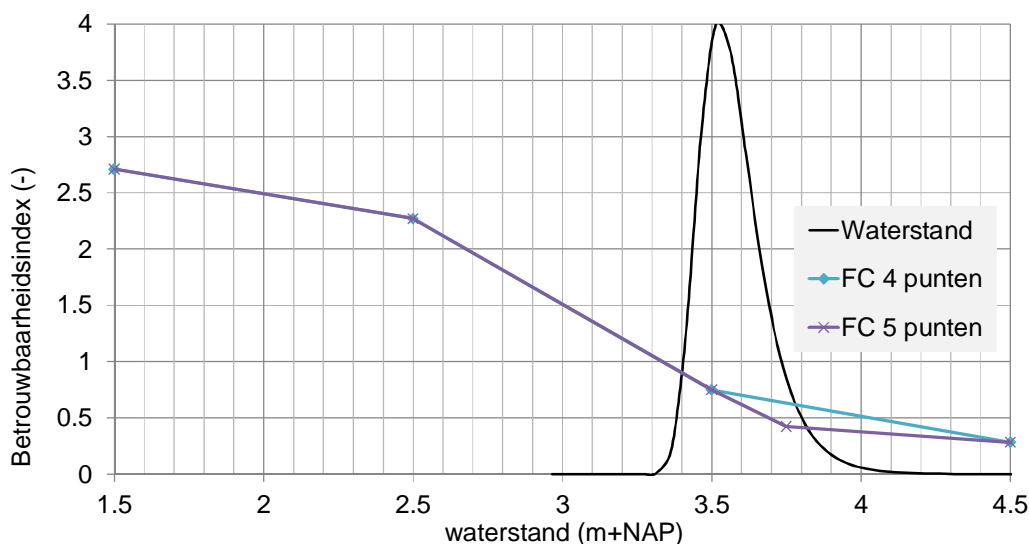
Deel 2 van het voorbeeld is een uitbreiding van het voorbeeld uit deel 1. Aanvullend wordt echter het effect van het scenario beschouwd, waarbij kortsluiting tussen het buitenwater en het watervoerend pakket optreedt. Hierbij wordt niet het hele stappenplan opnieuw doorlopen, maar wordt alleen specifiek ingegaan op de aandachtspunten bij het opstellen van de *fragility curve* (stap 5) en het bepalen van de uiteindelijke totale faalkans (stap 6).

### 5.2.1 Stap 4: Opstellen fragility curve

Bij situaties waar opbarsten of opdrijven een rol speelt is er over het algemeen sprake van een discontinuïteit in de *fragility curve*. Omdat bij het gebruik van *fragility curves* tussen de *fragility points* geïnterpoleerd wordt, is het belangrijk dat deze discontinuïteiten voldoende nauwkeurig worden gemodelleerd.

In eerste instantie worden de waterstanden ter bepaling van de *fragility points* hetzelfde gekozen als in deel 1. Deze vier punten zijn in blauw weergegeven in Figuur 5.10.

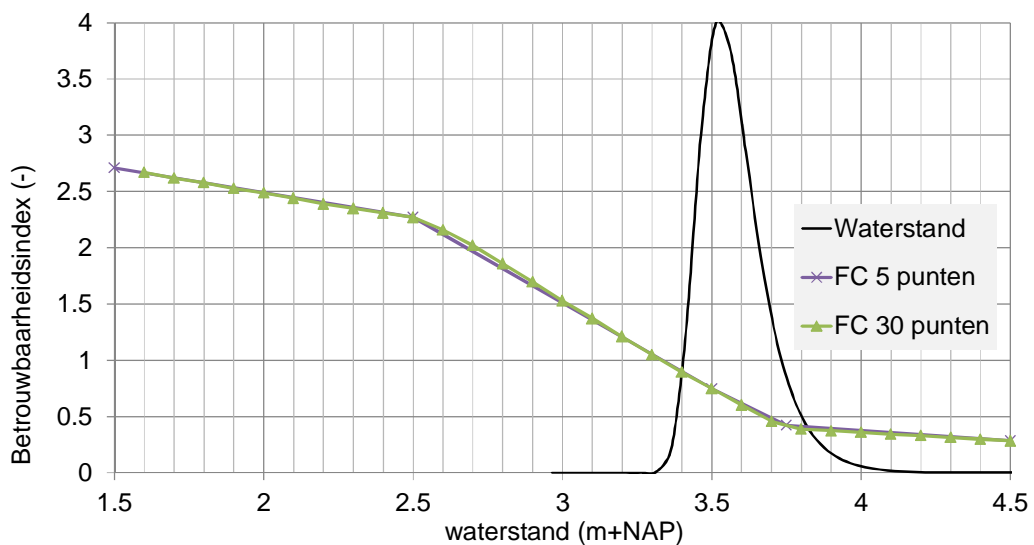
In dit voorbeeld is te verwachten dat niet-lineair gedrag van de *fragility curve* optreedt rondom de waterstanden waarbij de slootbodem opdrijft en bij de waterstand waarbij het omliggende maaiveld opdrijft. In het voorbeeld is uitgegaan van een respons van 100% op de buitenwaterstand. Op basis hiervan wordt kan worden berekend dat opdrijven van de slootbodem optreedt bij een waterstand van ca. NAP +2.5 meter en van het omliggende maaiveld bij een waterstand van ca. NAP +3.75 meter. Dit in overweging nemende is een extra *fragility point* toegevoegd bij een waterstand van NAP +3.75 meter. De fragility curve waarbij dit punt is toegevoegd is weergegeven als paarse lijn in Figuur 5.10. Het is duidelijk is te zien dat de twee *fragility curves* tussen een waterstand van NAP +3.5 en NAP +4.5 significant van elkaar afwijken. Dit is ook terug te zien in de totale betrouwbaarheidsindex die voor de curves respectievelijk 0.71 en 0.61 bedraagt.



Figuur 5.10: Fragility curves met verschillende (4 en 5) aantallen fragility points en kansverdeling waterstand.

Ter referentie is tevens een *fragility curve* met 30 punten geconstrueerd, welke is weergegeven als groene lijn in Figuur 5.11. In Figuur 5.12 is tevens de *fragility curve* met 5 punten weergegeven. De curve met 5 punten blijkt in dit geval een goede benadering te zijn. Dit blijkt ook uit de totale berekende betrouwbaarheidsindices die respectievelijk 0.62 en 0.61 bedraagt. Door de *fragility points* verstandig kiezen kan het aantal berekeningen (en dus de rekentijd) aanzienlijk verkort worden.





Figuur 5.11: Fragility curves met verschillende (5 en 30) aantallen fragility points en kansverdeling waterstand.

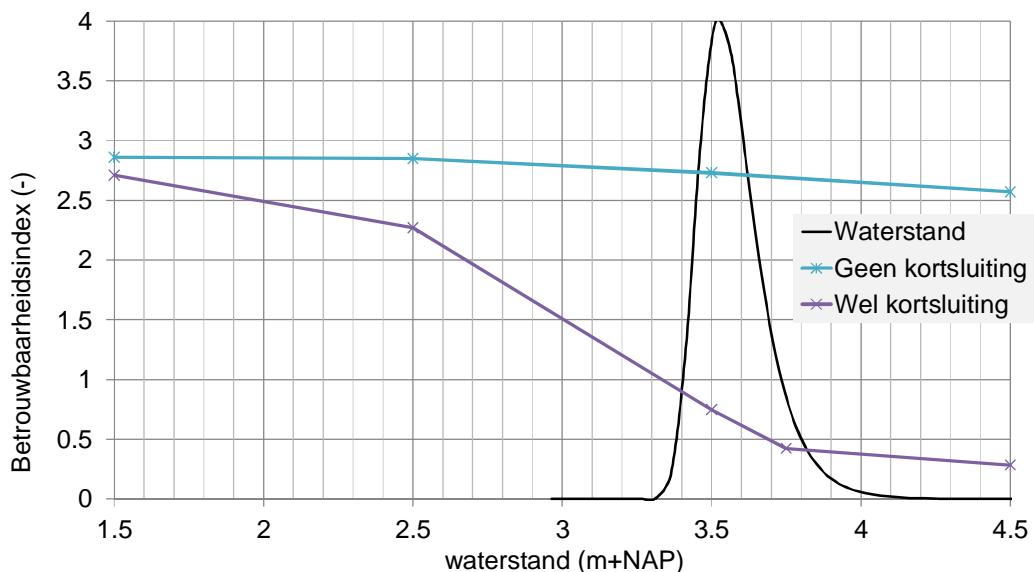
### 5.2.2 Stap 5: Bepalen totale faalkans

In dit voorbeeld zijn twee scenario's beschouwd. In het eerste scenario wordt er van uitgegaan dat er geen kortsluiting tussen het buitenwater en het watervoerend pakket optreedt. In het tweede scenario wordt uitgegaan dat wel kortsluiting optreedt. De kans op dit tweede scenario wordt op basis van *expert judgement* ingeschat op 1%.

De totale faalkans kan bepaald worden door de scenario's gewogen op te tellen (zie 2.5, vgl.(10) ):

$$P(F) = P(S_1) \cdot P(F|S_1) + P(S_2) \cdot P(F|S_2) = 0,99 \cdot 3,3 \cdot 10^{-3} + 0,01 \cdot 2,7 \cdot 10^{-1} = 6 \cdot 10^{-3}$$

of  $\beta_{dsn} = 2,5$ . Ten gevolge van dit scenario neemt de betrouwbaarheidsindex af van 2.7 naar 2.5 vergeleken met deel 1 van het voorbeeld.



Figuur 5.12: Fragility curves voor scenario 1 (geen kortsluiting) en scenario 2 (wel kortsluiting) en kansverdeling waterstand

## 6 Referenties

- Baecher, G. B., Christian, J. T. (2003). Reliability and statistics in geotechnical engineering. Chichester, UK: John Wiley & Sons.
- Calle, E. (2008) Statistiek bij regionale proevenverzamelingen. *GEOtechniek 1*: 40-44.
- Calle, E., Vrouwenvelder, T., Lindenberg, J., Hannink, G, Bruijn, E. (2008). Representatieve waarden voor grondparameters in de Geotechniek. *GEOtechniek 2*: 24-29.
- Calle, E., Bepaling karakteristieke waarden schuifsterkte parameters, Deltares memo 1220132-003-GEO-0002, 24 februari 2016, [https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-\(wbi\)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/](https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen-(wbi)/vragen/macrostabiliteit/macrostabiliteit/landelijke-database/)
- CUR 190 (1997). Kansen in de civiele techniek, deel 1, probabilistisch ontwerpen in theorie.
- CUR 190 (2002). Probability in civil engineering, part 1, the theory of probabilistic design.
- Der Kiureghian, A., Ditlevsen, O. (2009). Aleatory or Epistemic? Does It Matter? *Structural Safety* 31(2):105-112. DOI: 10.1016/j.strusafe.2008.06.020.
- ENW (2012). Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken - TRGSD. Expertise Netwerk Waterveiligheid.
- ENW (2017). Grondslagen voor hoogwaterbescherming. <https://www.enwinfo.nl/index.php/publicaties/grondslagen>. Expertise Netwerk Waterveiligheid.
- ENW (2009). Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken – TRAS. Expertise Netwerk Waterveiligheid.
- Gerrits, P (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 6 Deelrapport Case 3 Dp40.5+50m, POV Macrostabiliteit, definitief, versie 2.0, april 2017
- Hasofer, A. M., Lind, N. C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 100(EM1), 111-121.
- Hohenbichler, M., Rackwitz, R. (1983). First-order concepts in system reliability. *Structural Safety*, Vol.1, pp. 177-188.
- Jongejan, R. van Bree, B., Knoeff, H., de Visser, M., Blinde, J. (2016). Macrostabiliteit en verkeersbelasting - Kennisplatform Risicobenadering FACTSHEET (28-07-2016).
- Kanning, W. (2012). The weakest link – Spatial variability in the piping failure mechanism of dikes. PhD thesis TU Delft.
- Kanning, W., Teixeira, A., van der Krogt, M., Rippi, K. (2017). Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability. Deltares rapport nummer 1230086-009-GEO-0030.
- Kanning, W., van der Krogt, M. (2015). Memo: Pore water pressure uncertainties for slope stability. Deltares memo nummer: 1230090-034-GEO-0008.
- Kanning, W., Schweckendiek, T. (2016). Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating. Groene Versie - Macrostabiliteit Binnenwaarts
- Kanning, W., Teixeira, A. (2017). POVM – Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 6 – Faalkans updating, Appendix Case 2 – Dp36,9+51 m, POV Macrostabiliteit, Deltares rapport: 1230804-005, definitief, versie 2, april 2017.
- Kapinga, S., Calle, E., van der Meer, M. (2008). Nieuwe veiligheidsfactoren voor dijken in de Leidraad Rivieren, Vakblad geotechniek juli 2008.
- Lacasse, S., Nadim, F. (1998). Risk and Reliability in Geotechnical Engineering. Proceedings: Fourth international conference on Case Histories in Geotechnical Engineering (1172-1192). St. Louis, Missouri, March 9-12, 1998.
- Ladd, C.C. and Foott, R. (1974), New design procedure for stability of soft clays. *J. Geotech. Eng. Div.*, 100(GT7), (1974) 763-786.

- Phoon, K. K. (2008). Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications. (K. K. Phoon, Ed.) London and New York: Taylor & Francis.
- Roscoe, K., Diermanse, F., Vrouwenvelder, V. (2015). System reliability with correlated components: Accuracy of the Equivalent Planes method. Structural Safety, Vol 57, pp. 53-64.
- Rozing, A., Schweckendiek, T. (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK. Activiteit 6 – Faalkans updating 3 cases. POV Macrostablieit rapport, Deltares project: 1230804-002, definitief, versie 2, april 2017
- Rozing, A., Van den Berg, F., Schelfhout, H., Calle, E. (2014). Dijken op Veen II - veiligheidsfilosofie. Deltares, HHSK en RWS rapport. Project nummer: 1208254-037.
- RWS (2015a). De veiligheid van Nederland in kaart (eindrapportage). Dit is een publicatie van Rijkswaterstaat Projectbureau VNK, document HB 2540621.
- RWS (2015b). Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingsnormen. Report Concept vs. 2.5, OI2014v3, Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving.
- RWS (2016a). Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage I. Procedure beoordeling veiligheid primaire waterkeringen (bijlage bij artikel 1) - <http://wetten.overheid.nl/BWBR0039040/2017-01-01#Bijlage1>.
- RWS (2016b). Schematiseringshandleiding macrostablieit WBI 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016.
- Schweckendiek, T. (2014). On reducing piping uncertainties – A Bayesian decision approach. PhD thesis TU Delft.
- TAW (2001). Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG), Technische Adviescommissie Waterkeringen (TAW)
- TAW (2004). Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken – TRWD. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
- 't Hart, R. et al., De Bruijn, H., De Vries, G. (2016). Fenomenologische beschrijving, Deltares rapport 1220078-000-GEO-0010-gbh.
- USACE (1997). Engineering and design introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering. Technical letter No. 1110-2-547, Department of the Army, Washington, D. C.
- Van Duinen, A. (2015) Modelonzekerheidsfactoren Spencer-Van der Meij model en ongedraineerde schuifsterkte, Programma WTI 2017, cluster Stablieit. Deltares rapport 1207808-001-GEO-0006.
- Vrijling, J.K., van Gelder, P.H.A.J.M. (2002). Probabilistic design in hydraulic engineering. TUDelft, temporary issue.
- Weijnenborg, A., Rijnveld, B. (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, Activiteit 6 – Case 1 DP26.2+75m, POV Macrostablieit, Deltares rapport: 1220518-005, definitief, versie 2.0, april 2017

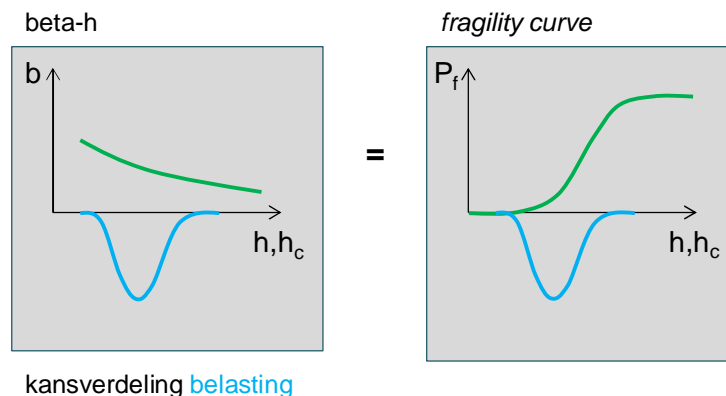
## A Invloedscoëfficiënten na ‘uitintegreren’

Een *Fragility Curve* (FC) beschrijft de conditionele faalkans als functie van de belasting. In geval van macrostabiliteit wordt voor de belasting doorgaans de waterstand ( $h$ ) gebruikt ( $P(Z < 0|h)$ ).

Een *fragility curve* bestaat uit een aantal *fragility points* die ieder worden bepaald met behulp van bijvoorbeeld FORM. Per *fragility point* worden invloedscoëfficiënten ( $\alpha_i | h$ ) bepaald. Deze hebben betrekking op de parameterwaarden in het bijbehorende *design point* – zie bijvoorbeeld de voorbeeld resultaten in Tabel 5.5.

De “totale” faalkans  $P_f$  wordt bepaald door het combineren (“uitintegreren”) van de *fragility curve* ( $P(Z < 0|h) = F_R(h)$ ) met de waterstandstatistiek ( $f_h(h)$ ). Dit getoond in de onderstaande figuren en vergelijking (23). Waar  $F_R(h)$  de *fragility curve* is.

$$P_f = \int P(Z < 0|h) f_h(h) dh \quad (23)$$



Hieronder wordt beschreven hoe de invloedscoëfficiënt van de waterstand zelf en de invloedscoëfficiënten van de overige parameters na het “uitintegreren” verkregen kunnen worden.

Bij het ‘uitintegreren’ (2 variabelen probleem) is het *design point* de meest waarschijnlijke parametercombinatie van  $h^*$  en  $hc^*$  welke tot falen zou leiden. Dit is een punt op de *fragility curve*, en de *design point* waarde van belasting zal gelijk aan sterkte zijn:  $h^* = hc^*$ , dus  $Z=0$ . Waarin  $h$  de belastingvariabele (waterstandverdeling) is en  $hc$  de sterktevariabele (in dit geval de kritieke waterstand).

De invloedscoëfficiënt van de waterstand wordt dan bepaald door:

$$\alpha_h = \frac{u^*}{-\beta} = \frac{\Phi^{-1}(F_h(h^*))}{\Phi^{-1}(P_f)} \quad (24)$$

met:

$\alpha_h$	invloedscoëfficiënt van het waterstand
$u^*$	<i>design point</i> (genormeerde waterstand)
$h^*$	<i>design point</i> waterstand
$\beta$	“totaal” betrouwbaarheidsindex
$P_f$	“totaal” faalkans
$F_h$	Cumulatieve kansverdelingsfunctie van de waterstand (belasting)
$\Phi(\cdot)$	Standard normale verdelingsfunctie

Om de “totale” invloedscoëfficiënten na “uitintegreren” te bepalen, inclusief sterkte- en belastingbijdragen, kunnen we gebruik maken van het feit dat de totale som van de gekwadrateerde invloedscoëfficiënten gelijk moet zijn aan 1:

$$\sum_{i=1}^n (\alpha_i | h^*)^2 + \alpha_h^2 = 1 \quad (25)$$

Gezien de voorwaardelijke invloedscoëfficiënten bij *design point* waterstand ( $\alpha_i | h^*$ ), kunnen we normaliseren door:

$$\alpha'_i{}^2 = (\alpha_i | h^*)^2 \cdot (1 - \alpha_h^2) \quad (26)$$

met:

$\alpha'_i$	getransformeerde invloedscoëfficiënt(en) van sterkte variabele $i$
$h^*$	<i>design point</i> waterstand
$\alpha_i   h^*$	invloedscoëfficiënt(en) van sterkte variabele $i$ direct uit FORM bij <i>design point</i> waterstand (bv. gebaseerd op interpolatie tussen fragility points)

Let wel, het teken (+/-) van de invloedscoëfficiënt moet worden behouden voor verdere bewerking; bovenstaande aanpak beschrijft alleen correctie van de gekwadrateerde waarden.

#### Voorbeeld:

Gegevens:

- Als *design point* van de waterstand wordt een niveau van NAP +3.6 meter gevonden.
- De gevonden gekwadrateerde invloedscoëfficiënt is 2% voor de buitenwaterstand, en daarmee 98% voor de resterende (sterkte)parameters in de *fragility curve*.
- De conditionele invloedscoëfficiënten  $\alpha_i | h$  zijn in de tabel hieronder weergegeven:

	Buitenwaterstand [m+NAP]			
	1.5	2.5	3.5	4.5
Gekwadrateerde invloedscoëfficiënten [%] $(\alpha_i   h)^2$				
ZAND				
$\phi'$ [°]	10	10	12	13
KLEI				
S [-]	75	75.1	73.1	72.1
Modelonzekerheid	15	14.9	14.9	14.9
$\sum \alpha^2 =$	100	100	100	100

Op basis van de hierboven tabel en interpolatie tussen *fragility points* kunnen de invloedscoëfficiënt(en) van sterkte variabelen bij het *design point* bepaald worden, d.w.z..  $\alpha_i | (h^* = +3.6 \text{ m NAP})$ .

geïnterpoleerd	$(\alpha_i   h^*)^2$
ZAND $\phi'$ [°]	12.1
KLEI S [-]	73.0
Modelonzekerheid	14.9
$\sum \alpha^2 =$	100

Daarna kunnen deze genormaliseerd worden om de getransformeerde invloedscoëfficiënt(en) van sterkte te bepalen:

Getransformeerde Sterkte variabelen	$\alpha_i'^2 = (\alpha_i   h^*)^2 \cdot (1 - \alpha_h^2)$
ZAND $\phi'$ [°]	11.86
KLEI S [-]	71.54
Modelonzekerheid	14.60
$\sum \alpha^2 =$	98

De invloedscoëfficiënten na “uitintegreren” zijn dus:

invloedscoëfficiënten na “uitintegreren”	$\alpha^2$
ZAND $\phi'$ [°]	11.86
KLEI S [-]	71.54
Modelonzekerheid	14.60
Waterstand, h [m+NAP]	2.0
$\sum \alpha^2 =$	100

## B Lengte-effect

Met het lengte-effect wordt bedoeld dat de faalkans toeneemt bij toenemende lengte van de dijk of waterkering. De oorzaak van het lengte-effect is heterogeniteit in met name sterkteparameters, met als gevolg dat de kans op een zwakke plek toeneemt met de lengte van de dijk. In deze handreiking ligt de focus op het bepalen van faalkansen voor representatieve doorsnedes, waarvan de faalkans (voor STBI) kan worden gelijk gesteld aan korte dijkvakken van tot 50 á 200 m lengte. Deze berekende faalkans kan voor een beoordeling worden vergeleken met de doorsnede eis zoals ook beschreven in sectie 4.2:

$$P_{eis,dsn} = \frac{\omega \cdot P_{eis}}{1 + \frac{a \cdot L}{b}} \quad (27)$$

met:

$P_{eis}$	norm-faalkans per dijktraject op jaarbasis (soms ook $P_{norm}$ genoemd)
$\omega$	faalkansbudget per faalmechanisme
$L$	lengte normtraject [m]
$a$	fractie van de trajectlengte die gevoelig is voor macro-instabiliteit
$b$	maat voor de lengte-effect gevoeligheid [m]

Als we toch de faalkans voor langere dijkvakken of dijktrajecten expliciet willen uitrekenen moet met het lengte-effect rekening worden gehouden. Dat geldt zowel voor het lengte-effect binnen een dijkvak als voor het combineren van dijkvakken in een trajectanalyse.

### B.1 Lengte-effect binnen een dijkvak

Binnen een dijkvak gaan we ervan uit dat alle stochastische variabele statistisch homogeen zijn, dat betekent dat er wel degelijk heterogeniteit aanwezig is, maar dat de statistische karakterisatie ervan middels bijvoorbeeld gemiddelde, standaardafwijking en correlatielengte constant is binnen het vak. Onder deze voorwaarde kan de faalkans berekend voor een doorsnede  $P_{f,dsn}$  bij benadering worden opgeschaald naar de faalkans van een vak  $P_{f,vak}$  met lengte  $L$  door:

$$P_{f,vak} = P_{f,dsn} \cdot \left( 1 + \frac{L\sqrt{1-\rho_Z}}{\Delta L} \right) \quad (28)$$

met:

$P_{f,vak}$	faalkans dijkvak met lengte $L$
$P_{f,dsn}$	faalkans doorsnede
$L$	lengte van het systeem/dijktraject [m]
$\Delta L$	equivalente onafhankelijke lengte [m]
$\rho_Z$	niet-ergodisch aandeel van de auto-correlatie

Deze benadering werkt voor hoge waarden van betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ ) (zeg >3) en een systeem met lengte  $L$  dat duidelijk langer is dan de correlatielengte (Kanning, 2012). Vgl. (28) is overigens een benadering voor de 'opschaling' die in Hydra-Ring is geïmplementeerd (zie Hydra-Ring achtergrondrapport). Laatst is echter niet eenvoudig in een spreadsheet te

implementeren. Vgl. (28) is identiek aan de PC-Ring implementatie, de voorganger van Hydra-Ring, en een goede benadering mits de waarde van  $\rho_z$  klein is (zeg  $<0.5$ ):

$$\rho_z = \sum \alpha_i^2 \rho_{x,i} \quad (29)$$

Het cruciale element in deze benadering is de onafhankelijke equivalente lengte  $\Delta L$ , deze is vergelijkbaar met parameter  $b$  in vgl.(27) en wordt bepaald als:

$$\Delta L = \frac{\sqrt{\pi} d_z}{\beta} \quad (30)$$

waarin  $\beta$  de betrouwbaarheidsindex op doorsnedeniveau is en  $d_z$  de equivalente autocorrelatielengte van de Z-functie. Laatste kan wederom worden benaderd door:

$$\frac{1}{d_z^2} = \frac{1}{1 - \rho_z} \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_i^2 \cdot (1 - \rho_{x,i})}{\delta_i^2} \quad (31)$$

met:

$\rho_{x,i}$	correlatiefactor constant [0,1]. Ergodisch, $\rho_x=0$
$\delta_i$	correlatie lengte in lengterichting van de dijk van variabele $i$ [m]
$\alpha_i$	FORM invloedscoëfficiënt van een variabele $i$

De correlatiefactor  $\rho_{x,i}$  geeft de verhouding aan tussen onzekerheid die volledig gecorreleerd is in de ruimte ('niet-ergodisch deel'; systematische schattingsfouten zoals vaak modelonzekerheid) en ruimtelijke variabiliteit ('ergodisch deel'). Als de onzekerheid in een variabele volledig gebaseerd is op ruimtelijke variabiliteit is  $\rho_{x,i} = 0$ ; als de onzekerheid volledig gecorreleerd is in de ruimte is  $\rho_{x,i} = 1$ . Deze parameter geeft de mogelijkheid om ruimtelijk variabele componenten en andere onzekerheden apart in rekening te brengen.

Default waarden voor zowel  $\rho_{x,i}$  als  $\delta_i$  staan samengevat in de tabel hieronder:

Sym.	Unit	Beschrijving	Autocorrelatie	
			$\rho_{x,i}$ [-]	$\delta_i$ [m]
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	effectieve cohesie	0	50
$\tan(\varphi')$	-	effectieve hoek van inwendige wrijving	0	50
$S$	-	ratio ongedraineerde schuifsterkte (nc)	0	50
$m$	-	Sterkte toename exponent	0	50
$\sigma'_{vy}$	kN/m <sup>2</sup>	verticale grensspanning	0	50
$m_d$	-	modelfactor Uplift-Van	1	n.v.t. ( $\infty$ )

*NB: De default waarden voor gedraineerde sterkteparameters zijn gebaseerd op de default waarden gebruikt in VNK2, de default waarden voor ongedraineerde parameters ( $S$ ,  $m$ , en grensspanning) worden voorlopig op dezelfde waarden gehouden, hebben echter geen empirische basis.*



**Kader B.1 Lengte effect (voorbeeld)**

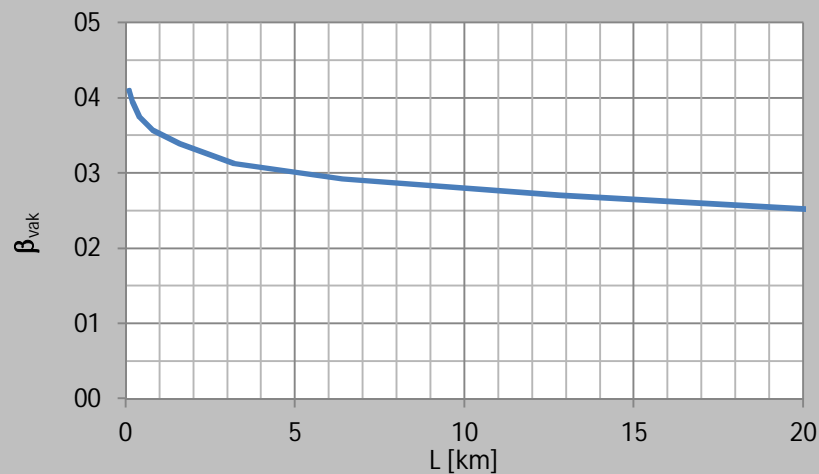
Gegeven is een dijk met een betrouwbaarheidsindex op doorsnedeniveau van 4.5. De gekwadrateerde invloedscoëfficiënten, correlatiefactoren en de correlatielengtes zijn als volgt:

	$\alpha_i^2$	$\rho_{x,i}$	$\delta_i$
$\phi'$	0.10	0	50
S	0.45	0	50
m	0.05	0	50
$\sigma'_{vy}$	0.25	0	50
modelonzekerheid	0.15	1	50

Hiermee wordt de equivalente onafhankelijke lengte  $\Delta L = 19.7$  m en de faalkans voor het vak wordt:

$$P_{f,vak} = \Phi(-4.5) \cdot \left( 1 + \frac{L\sqrt{1-0.15}}{19.7} \right)$$

In onderstaande figuur is te zien hoe de betrouwbaarheidsindex voor het vak afneemt (cq. de faalkans toeneemt) bij toenemende lengte van het vak L:



## B.2 Combineren van dijkvakken

In een dijktraject met meerdere dijkvakken hebben we te maken met een serie systeem waarbij falen van elk element (dijkvak) falen van het systeem (traject) inhoudt. In een foutenboom zouden de faalgebeurtenissen verbonden zijn met een ‘OF-poort’, in formule vorm kan het probleem uitgedrukt worden als:

$$P(F) = P(F_1 \cup F_2 \cup \dots \cup F_n) \quad (32)$$

met:

$P(F)$  faalkans traject / systeem  
 $P(F_i)$  faalkans dijkvak  $i$

De bovengrens voor de systeemfaalkans is in dit geval de som van de individuele faalkansen, welke (bij benadering voor kleine faalkansen) geldt voor onafhankelijk falen tussen de dijkvakken:

$$P(F < \sum P(F_i)) \quad (33)$$

Er is echter doorgaans enige correlatie tussen de dijkvakken door gezamenlijke belastingen en correlatie in bijvoorbeeld grondeigenschappen. In dat geval kan deze correlatie tussen de grenstoestandsfuncties  $\rho(Z_i, Z_j)$  in dijkvakken worden geschat met:

$$\rho(Z_i, Z_j) = \sum_{k=1}^n \alpha_{ik} \cdot \alpha_{jk} \cdot \rho_{ijk} \quad (34)$$

met

$\alpha_{i,k}$  invloedscoefficiënt van variabele  $k$  in grenstoestand  $i$  ( $j$  idem dito)  
 $\rho_{ijk}$  correlatiefactor tussen variabele  $k$  in grenstoestandsfuncties  $i$  en  $j$

De faalkansen kunnen dan de correlatie inachtnemende worden gecombineerd met bijvoorbeeld de *equivalent planes method* (Roscoe et al., 2015), ook vaak de methode Hohenbichler genoemd. De methode is ook geïmplementeerd en vrij beschikbaar in OpenEarthTools: <https://publicwiki.deltares.nl/display/OET/probabilistic>

## C Variatiecoëfficiënt grensspanning uit sonderingen

In de schematiseringshandleiding macrostabiliteit (RWS 2016b) wordt er van uitgegaan dat de ratio tussen de variatiecoëfficiënten van de grensspanning en van de ongedraineerde schuifsterkte 0.85 bedraagt. Terwijl dit getal een redelijke schatting lijkt is het niet altijd conservatief voor een probabilistische analyse. Deze bijlage beschrijft een praktische methode hoe de spreiding in grensspanning/OCR middels Monte Carlo simulatie kan worden bepaald of geschat op basis van de kansverdelingen van  $S$ ,  $m$  en  $s_u$ . Het uitgangspunt is dat de totale onzekerheid in schuifsterkte bepaald uit sonderingen ( $s_{u, \text{gemeten}}$ ) gelijk moet zijn aan de totale onzekerheid in schuifsterkte berekend uit  $S$ ,  $m$  en grensspanning ( $s_{u, \text{berekend}}$ ).

De variatiecoëfficiënt van de OCR en grensspanning zijn bij benadering aan elkaar gelijk. Hieronder wordt het stappenplan gegeven voor OCR, maar dezelfde analyse kan ook uitgevoerd worden voor grensspanning .

- 1 Bepalen van de variatiecoëfficiënt van  $N_{kt}$
- 2 Bepalen van de variatiecoëfficiënt van  $s_{u, \text{gemeten}}$ . Als eerste inschatting kan deze vooralsnog (bij gebrek aan een ruimtelijk stochastisch model inclusief transformatieonzekerheid) gelijk worden genomen aan de variatiecoëfficiënt van  $N_{kt}$ .
- 3 Bepalen van de kansverdelingen van  $S$  en  $m$  uit bijv. een proevenverzameling conform paragraaf 3.6.2.
- 4 Bepaling de gemiddelde grensspanning of OCR uit de sondering(en) conform paragraaf 3.6.4 (dus met gemiddelde waarde van  $N_{kt}$ ).
- 5 Aanname voor standaardafwijking of variatiecoëfficiënt van de OCR. Als eerste inschatting kan deze gelijk worden genomen aan de variatiecoëfficiënt van de  $s_{u, \text{gemeten}}$ .
- 6 Uitvoeren van een Monte Carlo simulatie, waarbij waarden voor  $S$ ,  $m$  en OCR uit de opgegeven kansverdelingen (onafhankelijk) worden gesampeld.
- 7 Berekenen van de  $s_{u, \text{berekend}}$  per realisatie, op basis van de gesampelde  $S$ ,  $m$  en OCR
- 8 Bepalen gemiddelde, standaardafwijking en variatiecoëfficiënt van de gegenereerde waarden van  $s_{u, \text{berekend}}$ . Als deze gelijk is aan de beoogde variatiecoëfficiënt uit stap 2 is de variatiecoëfficiënt voor de OCR bepaald in stap 5. Indien dit niet het geval is moeten stap 5 en 6 herhaald worden totdat dit wel het geval is. Op deze manier wordt iteratief gezocht naar de variatiecoëfficiënt van OCR, waarvoor de variatiecoëfficiënt in  $s_{u, \text{gemeten}}$  gelijk is aan  $s_{u, \text{berekend}}$ .

Een voorbeeld van het resultaat van bovenstaand stappenplan is weergegeven in Tabel C.1, waarbij is uitgegaan van lognormale verdelingen, waarbij de OCR een shift van 1,0 is toegepast om waarden kleiner dan 1,0 te voorkomen.

Uit *Tabel C.1* blijkt dat de verhouding tussen de variatiecoëfficiënt van de OCR en  $s_u$  in dit geval 1,2 bedraagt.

Ter indicatie zijn voor een aantal verschillende combinaties van parameterwaarden voor de kansverdelingen van  $S$ ,  $m$ , OCR en  $s_u$  de resultaten weergegeven in *Tabel C.2*

				$S_u$
<i>Resultaat analyse sonderingen</i>				
Variatiecoëfficiënt	-	-	-	0,25
<i>Invoer Monte Carlo simulatie</i>				
Gemiddelde	0,3 <sup>1)</sup>	0,8 <sup>1)</sup>	1,5 <sup>2)</sup>	-
Variatiecoëfficiënt	0,1 <sup>1)</sup>	0,05 <sup>1)</sup>	<b>0,3<sup>3)</sup></b>	-
Standaardafwijking	0,03 <sup>1)</sup>	0,04 <sup>1)</sup>	0,45 <sup>3)</sup>	-
<i>Resultaat MC analyse (30.000 realisaties)</i>				
Gemiddelde	0,3	0,8	1,5	8,25 <sup>5)</sup>
Variatiecoëfficiënt	0,1	0,05	0,3	<b>0,25<sup>4)</sup></b>
Standaardafwijking	0,03	0,04	0,45	2,0 <sup>5)</sup>

Tabel C.1 Voorbeeld afleiding variatiecoëfficiënt OCR bij  $\sigma'_v = 20$  kPa

- 1) Waarde afkomstig uit regionale proevenverzameling op basis van laboratoriumproeven
- 2) Afgeleid op basis van de sondering(en) en gemiddelde waarde van S, m en  $N_{kt}$
- 3) Iteratief bepaald, zodat de berekende variatiecoëfficiënt van  $s_{u,gemeten}$  0,25 bedraagt
- 4) Resulterende variatiecoëfficiënt van  $s_{u,berekend}$  bepaald uit de Monte Carlo analyse
- 5) Variatiecoëfficiënt  $s_{u,gemeten}$ , waarvan aangenomen is dat dit gelijk is aan de variatiecoëfficiënt van  $N_{kt}$

<b>VS</b>	<b><math>\mu_s</math></b>	<b><math>VC_s</math></b>	<b><math>\mu_m</math></b>	<b>Cm</b>	<b><math>\mu_{OCR}</math></b>	<b><math>VC_{OCR}</math><sup>1)</sup></b>
0,25	0,3	0,1	0,8	0,05	1,5	0,3
0,25	0,3	0,1	0,9	0,05	1,5	0,25
0,25	0,3	0,2	0,8	0,05	1,5	0,2
0,15	0,3	0,1	0,8	0,05	1,5	0,15
0,40	0,3	0,1	0,8	0,05	1,5	0,55

Tabel C.2 Indicatieve bepaling variatiecoëfficiënt OCR

- 1) Er is uitgegaan van een deterministische waarde  $\sigma'_v = 20$  kPa. Opgemerkt kan worden dat  $VC_{OCR}$  slechts beperkt afhankelijk is van de gemiddelde waarde van S en de grootte van  $\sigma'_v$ .