

Opdrachtgever: Dienst Weg- en Waterbouwkunde

Pmgf-050

## Lengte-effecten bij het bepalen van overstromingskansen (fase 2)

Rapport in opdracht van DWW

**NIET UITLEENBAAR  
BUITEN DWW**

BIDOC DWW - 015-2518363

LIJN IN WATER

Opdrachtgever: Dienst Weg- en Waterbouwkunde

## Lengte-effecten bij het bepalen van overstromingskansen (fase 2)

J.M. van Noortwijk, M. Kok  
G. Hamoen, E.A.H. Teunissen

# Inhoud

<b>1 INLEIDING</b> .....	<b>1</b>
<b>2 LENGTE-EFFECTEN VAN FAALKANSEN VAN DIJKRINGEN</b> .....	<b>5</b>
<b>3 RUIMTELIJKE VARIATIE VAN DE FREATISCHE LIJN</b> .....	<b>9</b>
3.1 SAMENVATTING .....	9
3.2 INLEIDING .....	13
3.3 UITGANGSPUNTEN BEREKENINGEN .....	14
3.4 BEREKENINGEN INVLOED OPDELING DIJKVAK IN ZEVEN MOTEN .....	16
3.5 RESULTATEN BEREKENINGEN INVLOED OPDELING .....	18
3.6 REFERENTIEBEREKENINGEN .....	18
3.6.1 Inleiding.....	18
3.6.2 Referentieberekening 1 (zonder onzekerheid in de freatische lijn) .....	19
3.6.3 Referentieberekening 2 (met kleine onzekerheid in de freatische lijn) .....	20
3.6.4 Referentieberekening 3 (met grote onzekerheid in de freatische lijn) .....	21
3.6.5 Referentieberekening 4 en 5 (met grote onzekerheid in de freatische lijn) .....	21
3.6.6 Samenvatting resultaten referentieberekeningen.....	24
3.7 CONCLUSIES .....	24
<b>4 RUIMTELIJKE VARIATIE VAN KORRELKARAKTERISTIEKEN</b> .....	<b>25</b>
4.1 ANALYSE VAN SONDERINGSGEGEVENS VAN HET SPAARBEEKEN JANNEZAND .....	25
4.2 CONCLUSIE .....	31
<b>5 RUIMTELIJKE VARIATIE VAN GOLFHOOGTE</b> .....	<b>33</b>
5.1 CALIBRATIEGEGEVENS VOOR DE MODELLEN WAQUA EN HISWA .....	33
5.2 VEEKHOOGTEWAARNEMINGEN ZEELAND .....	33
5.3 CONCLUSIE .....	35
<b>6 HET MODELLEREN VAN SLECHTE DIJKVAKKEN</b> .....	<b>37</b>
6.1 INLEIDING .....	37
6.2 HET UITMIDDELEN VAN DE 'SLECHTSTE' DIJKVAKKEN .....	38
6.3 HET PROBABILISTISCH MODEL .....	38
6.4 DE RESULTATEN VAN DE BEREKENINGEN .....	44
6.5 CONCLUSIE .....	46
<b>7 HET SCHATTEN VAN NIET-GEMETEN GEOMETRIEËN</b> .....	<b>51</b>
7.1 INTERPOLATIE MET BEHULP VAN 'KRIGING' .....	51
7.2 CONCLUSIE .....	52
<b>8 DE TIJDSASPECTEN VAN LENGTE-EFFECTEN</b> .....	<b>53</b>
8.1 TIJDSAFHANKELIJKE STOCHASTISCHE PROCESSEN .....	53
8.2 CONCLUSIE .....	53
<b>9 TOEDELING VAN NORMFAALKANSEN AAN DIJKVAKKEN</b> .....	<b>55</b>
9.1 INLEIDING .....	55
9.2 VERDELING VAN NORMFAALKANS OVER DE FAALMECHANISMEN .....	55
9.3 VERDELING VAN NORMFAALKANS PER FAALMECHANISME OVER DIJKRING .....	56
9.4 MODEL VOOR DE BEPALING VAN DE FAALKANS PER DIJKVAK .....	56
9.5 DE LOCATIE- EN GEBIEDSAFHANKELIJKHEID VAN ONTWERPFAALKANSEN .....	57
9.6 TOEDELING VAN FAALKANSNORMEN OP BASIS VAN KOSTEN .....	57

9.7 TE BEANTWOORDEN VRAGEN BIJ OPSTELLEN ONTWERPREGELS.....	62
<b>10 HET TOETSEN VAN HET STATIONAIRE MODEL.....</b>	<b>65</b>
10.1 HET STATIONAIRE MODEL .....	65
10.2 CONCLUSIE .....	66
<b>11 SAMENVATTENDE CONCLUSIES .....</b>	<b>67</b>
<b>12 LITERATUUR.....</b>	<b>69</b>
<b>BIJLAGE A: BOVENAANZICHT I SPAARBEEKEN JANNEZAND .....</b>	
<b>BIJLAGE B: BOVENAANZICHT II SPAARBEEKEN JANNEZAND .....</b>	
<b>BIJLAGE C: BEREKENINGEN DOORLATENDHEID VAN HET PLEISTOCENE ZAND .....</b>	
<b>BIJLAGE D: GOLFHOOGTE-VARIATIE LANGS DE DIJK VAN DE NOORDOOSTPOLDER .....</b>	
<b>BIJLAGE E: VARIATIE VAN GOLFCONDITIES LANGS EEN DIJK.....</b>	
<b>BIJLAGE F: FAALKANSBEREKENING VOOR EEN DIJKVAK BESTAANDE UIT ZEVEN MOTEN .....</b>	
<b>BIJLAGE G: LIJST VAN DEELNEMERS WORKSHOP 'LENGTE-EFFECTEN' .....</b>	
<b>BIJLAGE H: VERSLAG EERSTE WORKSHOPDAG 'LENGTE-EFFECTEN' .....</b>	

# 1 Inleiding

Het project 'Lengte-effecten' maakt deel uit van het onderzoek in het kader van de TAW-Marsroute "Van overbelastingsbenadering per dijkvak tot inundatiekansbenadering per dijkkringgebied voor de veiligheidsbeoordeling van waterkeringen". Het doel van de TAW-Marsroute is het vaststellen van een nieuwe veiligheidsbenadering. De Marsroute legt enerzijds de uitgangspunten vast (dijkvak en overbelasting) en schetst anderzijds de toekomstige ontwikkelingen op het gebied van dijkkring-, inundatiekans- en inundatierisicobenaderingen. Voor verschillende dijkkringgebieden zullen geavanceerde berekeningen moeten worden gemaakt, waarmee de kans op een doorbraak van de waterkering, gevolgd door een inundatie, kan worden bepaald. Bij het berekenen van de kans op falen van een dijkkring zijn de zogenoemde 'lengte-effecten' van groot belang. Onder het lengte-effect wordt verstaan de mate waarin een faalkans, ofwel een kans van optreden van een bepaald faalmechanisme, afhankelijk is van de lengte van de dijkkring.

Er zijn twee typen lengte-effecten te onderscheiden. Ten eerste zijn er lengte-effecten die veroorzaakt worden door ruimtelijke variaties van sterkte- en/of belastingsparameters. Ten tweede zijn er lengte-effecten vanwege de seriewerking van dijkvakken of strekkingen binnen een dijkkring. De wiskundige formulering om ruimtelijke variaties van sterkte- en/of belastingsparameters te beschrijven is redelijk ontwikkeld. Er wordt veelal uitgegaan van een zogenoemd 'zwak stationair stochastisch proces', waarbij correlaties worden gerepresenteerd door middel van een geparametriseerde autocorrelatiefunctie. Met behulp van zo'n autocorrelatiefunctie kan de correlatie van de sterkte of belasting in twee punten van een grondlaag worden gemodelleerd als functie van de horizontale en verticale afstand tussen deze twee punten. Een uitgebreide verificatie van de gebruikte aannames en een goed inzicht in de waarden van de parameters van de autocorrelatiefunctie ontbreken echter nog.

In fase 1 van het onderzoeksproject 'Lengte-effecten' [zie Grondmechanica Delft (1996a)] is een aantal analyses uitgevoerd om een indruk te krijgen in welke mate lengte-effecten bijdragen aan de totale faalkans. Hierbij zijn de volgende 6 faalmechanismen onderzocht:

1. macro-instabiliteit
2. piping
3. duinafslag
4. golfoverslag
5. dijkbekleding en reststerkte
6. micro-instabiliteit

Na afronding van fase 1 bleef echter een aantal vragen nog onbeantwoord. Het doel van fase 2 van het project 'Lengte-effecten' was om tot een aantal strategische keuzes te komen met betrekking tot het modelleren en kwantificeren van lengte-effecten die van belang zijn bij het berekenen van inundatiekansen van dijkkringgebieden. Er zijn in totaal vijf faalmechanismen bestudeerd: (i) macro-instabiliteit, (ii) piping, (iii) duinafslag, (iv) golfoverslag en (v) dijkbekleding/reststerkte. Vanwege het ontbreken van een goed wiskundig model voor het falen van een dijkvak ten gevolge van het faalmechanisme micro-instabiliteit is dit mechanisme niet in fase 2 betrokken. Het onderhavige rapport is de verslaglegging van de resultaten van fase 2 van het project 'Lengte-effecten'.

Vanwege het grote aantal onbeantwoorde vragen en het gebrek aan gegevens was fase 2 voornamelijk bedoeld om bestaande ideeën met behulp van 'engineering judgement' te inventariseren, te toetsen, te combineren, en vast te leggen. Het was nadrukkelijk niet de bedoeling, om kant-en-klare oplossingen te genereren en nieuwe wiskundige modellen te ontwikkelen of bestaande modellen te verfijnen. Op basis van fase 2 moeten keuzes worden

gemaakt en prioriteiten worden gesteld met betrekking tot het toekomstig onderzoek naar lengte-effecten. Verder is het een 'pas op de plaats' om te kunnen inschatten welke aannames gerechtvaardigd zijn, welke aannames nadere onderbouwing behoeven en welke aannames wellicht onjuist blijken.

Hiertoe werd op initiatief van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat een tweedaagse workshop georganiseerd, en wel op 5 december 1996 en 5 februari 1997 (voor een lijst van deelnemers en een verslag van de eerste workshopdag zie respectievelijk Bijlage G en H). Dit rapport is de rapportage van een aantal probabilistische sommen die in het kader van fase 2 van het project 'Lengte-effecten' zijn gemaakt.

Tijdens de eerste workshopdag over lengte-effecten werd elk gespreksonderwerp kort ingeleid door ir. E.O.F. Calle van Grondmechanica Delft en prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder van TNO-BOUW. De volgende onderwerpen kwamen aan bod:

- Activiteit A:** Vragen met betrekking tot de parameters die van belang zijn bij het modelleren van het ruimtelijk variatiegedrag van de faalmechanismen macro-instabiliteit, piping, overslag en duinafslag.
- Activiteit B:** Vragen met betrekking tot lengte-effecten van het eerste type.
- Activiteit C:** Vragen met betrekking tot lengte-effecten van het tweede type.
- Activiteit E:** Het toetsen van het stationaire model voor parameters waarvoor gegevens beschikbaar zijn.
- Activiteit F:** Het identificeren van parameters waarvoor het ruimtelijk variatiegedrag van belang is en waarvoor nog geen gegevens beschikbaar zijn.

Voor de volledigheid zij opgemerkt dat Activiteit D ("Het uitwerken van semi-probabilistische rekenregels") wordt uitgevoerd in fase 3 van het project 'Lengte-effecten'.

In het kader van fase 2 van het project 'Lengte-effecten' zijn de volgende onderwerpen bestudeerd:

- Het verduidelijken van het ruimtelijk variatiegedrag van de freatische lijn ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het faalmechanisme macro-instabiliteit (Hoofdstuk 3).
- Het verduidelijken van het ruimtelijk variatiegedrag van korrelkarakteristieken ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het faalmechanisme 'piping' door middel van een analyse van sonderingsgegevens van het spaarbekken Jannezand (Hoofdstuk 4).
- Het verduidelijken van het ruimtelijk variatiegedrag van golfhoogte, golfperiode en kritiek overslagdebiet ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het faalmechanisme overslag, en wel door middel van het analyseren van calibratiegegevens van HISWA en veekrandwaarnemingen uit Zeeland (Hoofdstuk 5).
- Het onderzoeken van de invloed van een 'slechtste' dijkvak op de faalkans van de dijkkring waar het deel van uit maakt. Ook is onderzocht in hoeverre het mogelijk is om 'slechtste' dijkvakken te modelleren door middel van een probabilistisch model (Hoofdstuk 6).
- Het schatten van niet-gemeten geometrieën met behulp van 'kriging'-achtige interpolatiemethoden (Hoofdstuk 7).
- Het - naast het ruimtelijk variatiegedrag - modelleren van het tijdsafhankelijk variatiegedrag van stochastische processen (Hoofdstuk 8).
- Het schetsen van de manier waarop een faalkansnorm voor een dijkkring kan worden verdeeld over faalkansnormen voor de dijkvakken van die dijkkring (Hoofdstuk 9).
- Het toetsen van het stationaire model voor het modelleren van het ruimtelijk variatiegedrag van stochastische processen (Hoofdstuk 10).

Dit project is gefinancierd door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat te Delft en is begeleid door:

- Ir. E.O.F. Calle, Grondmechanica Delft, Delft.
- Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder, TNO-BOUW, Delft.
- Drs. A. Roos, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft.
- Ir. F. den Heijer, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft.

Medewerking is verleend door

- Ir. W.T. Bakker, Rijkswaterstaat Rijksinstituut van Kust en Zee, Den Haag.
- Ir. W. Meermans, Technische Universiteit Delft, Delft.
- Ir. W. Volker, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft.
- Ing. P. Roelse, Rijkswaterstaat Rijksinstituut van Kust en Zee, Middelburg.

Het project is uitgevoerd door:

- Ir. E.A.H. Teunissen, Witteveen + Bos, Deventer.
- Ir. G. Hamoen, Witteveen + Bos, Deventer.
- Dr.ir. M. Kok, HKV LIJN IN WATER, Lelystad.
- Dr.ir. J.M. van Noortwijk, HKV LIJN IN WATER, Lelystad.





## 2 Lengte-effecten van faalkansen van dijkringen

Lengte-effecten van dijkringen, die van belang zijn bij het schatten van inundatiekansen van dijkkringgebieden, spelen een rol bij zowel de toetsing als het ontwerp van dijkringen. Onder het lengte-effect wordt verstaan de mate waarin een faalkans, ofwel een kans van optreden van een bepaald faalmechanisme, afhankelijk is van de lengte van de dijkkring.

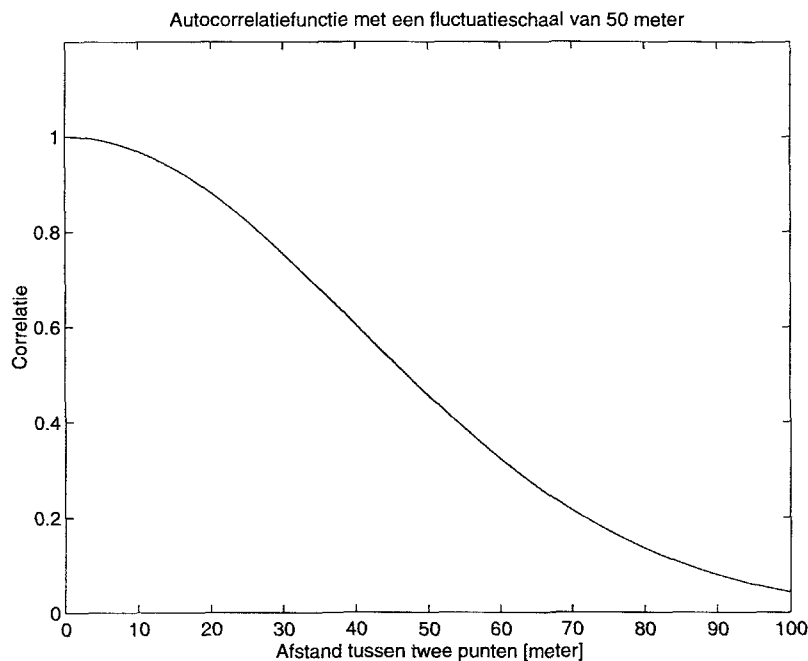
Er zijn twee typen lengte-effecten te onderscheiden. Ten eerste zijn er lengte-effecten die veroorzaakt worden door ruimtelijke variaties van sterkte- en/of belastingsparameters. Ten tweede zijn er lengte-effecten vanwege de seriewerking van dijkvakken of strekkingen binnen een dijkkring. De wiskundige formulering om ruimtelijke variaties van sterkte- en /of belastingparameters te beschrijven is redelijk ontwikkeld. Er wordt veelal uitgegaan van een zwak stationair stochastisch proces, waarbij correlaties worden gerepresenteerd door middel van een geparametriseerde autocorrelatiefunctie. Met behulp van zo'n autocorrelatiefunctie kan de correlatie van de sterkte of belasting in twee punten van een grondlaag worden gemodelleerd als functie van de horizontale en verticale afstand tussen deze twee punten.

Tijdens het toetsen wordt de faalkans van een dijkkring 'bottom up' berekend door de dijkkring op te delen in dijkvakken. Op het laagste niveau worden faalkansen van dijkvakken berekend voor elk faalmechanisme dat van belang is. Rekening houdend met eventuele afhankelijkheden tussen dijkvakken kan de faalkans van een dijkkring per faalmechanisme worden bepaald. Door alle faalmechanismen te combineren kan vervolgens de faalkans van een dijkkring worden uitgerekend.

Indien mogelijk wordt een dijkkring zodanig opgedeeld in dijkvakken, dat er tussen de dijkvakken sprake is van statistische onafhankelijkheden tussen de bijbehorende faalkansen en dat er binnen elk dijkvak juist sprake is van een grote afhankelijkheid (zoals een min of meer constante geometrie, ondergrond en hydraulische belasting). Binnen elk dijkvak zijn de lengte-effecten van de afzonderlijke faalmechanismen van belang. Ten slotte kan de faalkans van een dijkkring worden benaderd door de onafhankelijke faalkansen per faalmechanisme en per dijkvak bij elkaar op te tellen. Dit optellen mag overigens alleen indien de afzonderlijke faalkansen onafhankelijk en klein zijn. In het geval dat het niet mogelijk is om de dijkkring op te delen in dijkvakken waarvoor de faalmechanismen statistisch onafhankelijk zijn, dan kan gebruik worden gemaakt van benaderingen in de vorm van een onder- en/of bovengrens voor de faalkans van de dijkkring als geheel. Is deze faalkans van een dijkkring eenmaal berekend, dan kan deze faalkans worden getoetst tegen de normfaalkans. Kan een dijkkring niet worden opgedeeld in dijkvakken waarvoor de faalkansen statistisch onafhankelijk zijn, dan zullen meer ingewikkelde methoden gebruikt moeten worden om rekening te kunnen houden met statistische afhankelijkheden.

Tijdens het ontwerpen van een dijkkring worden de afzonderlijke normfaalkansen van dijkvakken 'top down' berekend. Bij een gegeven normfaalkans voor de gehele dijkkring wordt de beschikbare normfaalkansruimte zo veel mogelijk gelijkmatig verdeeld over de afzonderlijke dijkvakken en faalmechanismen. Deze normfaalkansen geven richtlijnen voor het ontwerpen en dimensioneren van dijkvakken (voor een discussie zij verwezen naar Hoofdstuk 9).

Voor de modellering van een variatiegedrag wordt veelal uitgegaan van een zwak stationair stochastisch proces, waarbij correlaties worden gerepresenteerd door middel van een geparametriseerde autocorrelatiefunctie. Een *stationair stochastisch proces* is een stochastisch proces, waarvoor de gezamenlijke kansdichtheidsfunctie van de stochastische variabelen die het ruimtelijk variatiegedrag beschrijven niet afhangt van de punten waarin de ruimtelijke variatie wordt beschouwd. De gezamenlijke kansdichtheidsfunctie verandert dus niet als deze punten worden getransleerd. Onder een *zwak stationair stochastisch proces* wordt verstaan een stochastisch proces waarvoor de verwachtingswaarde en de variantie onafhankelijk zijn van de punten waarin de ruimtelijke variatie wordt beschouwd en waarvoor de correlatie een functie is



Figuur 2.1: De autocorrelatie als functie van de horizontale afstand tussen twee punten bij een fluctuatieschaal van 50 meter.

van alleen de afstand tussen twee punten waarin de ruimtelijke variatie wordt beschouwd. Voor details zij verwezen naar Grondmechanica Delft (1996b) en Karlin & Taylor (1975, Hoofdstuk 9).

Met behulp van een geparametriseerde autocorrelatiefunctie kan de correlatie van de sterkte of belasting in twee punten van een grondlaag worden gemodelleerd als functie van de afstand tussen deze twee punten. Aangezien fluctuaties in de verticale afstand geen rol spelen bij lengte-effecten van faalkansen van dijkeringen, zal in de rest van dit rapport voornamelijk worden uitgegaan van ruimtelijke variaties in horizontale richting (met uitzondering van Hoofdstuk 3). De autocorrelatiefunctie die in de civiele techniek vaak wordt toegepast is de volgende kwadratisch-exponentiële functie:

$$\rho(x) = \exp\left(-\left[\frac{x}{D_x}\right]^2 \frac{\pi}{4}\right), \quad D_x = \int_{x=0}^{\infty} \rho(x) dx, \quad (2.1)$$

waarbij  $D_x$  de fluctuatieschaal of de correlatielengte is en  $x$  de horizontale afstand tussen de twee punten (zie Figuur 2.1). Bij deze autocorrelatiefunctie nadert de correlatie (van de bovenkant) tot nul bij een afstand  $x$  die oneindig groot wordt. Indien de autocorrelatiefunctie voor een grote afstand  $x$  daarentegen niet tot nul maar tot een restcorrelatie, b.v. ter grootte van  $\rho_x$ , nadert dan ziet de autocorrelatiefunctie er b.v. als volgt uit:

$$\rho(x) = \rho_x + (1 - \rho_x) \exp\left(-\left[\frac{x}{D_x}\right]^2 \frac{\pi}{4}\right).$$

De fluctuatieschaal is een maat voor de afhankelijkheid van de sterkte of belasting in twee punten. Indien we uitgaan van een vaste afstand tussen deze twee punten, ter grootte van  $x$ , dan geldt: hoe groter de fluctuatieschaal, des te groter is de correlatie tussen de sterktes of belastingen in deze twee punten en des te kleiner is de ruimtelijke variatie. Voor een overzicht van andere, meer ingewikkelde autocorrelatiefuncties wordt verwezen naar Grondmechanica Delft (1996b) en Meermans (1997).

Een grootheid waarmee het lengte-effect per dijkvak kan worden gerepresenteerd is de zogenoemde 'lengte-effectfactor'. De lengte-effectfactor is gedefinieerd als de faalkans van een dijkvak gedeeld door de faalkans van een doorsnede binnen dat dijkvak. Deze verhouding is voor kleine en statistisch onafhankelijke faalkansen van doorsnedes ongeveer gelijk aan de lengte van het bestudeerde dijkvak gedeeld door de lengte van een doorsnede (zie ook Hoofdstuk 9). In wiskundige termen luidt dit als volgt:

$$\text{Lengte - effectfactor} = \frac{\text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\}}{\text{Pr}\{\text{falen doorsnede}\}}.$$

Bij een volledige afhankelijkheid tussen het falen van doorsnedes van een dijkvak (dat wil zeggen indien  $D_x \rightarrow \infty$ ) betekent falen van een doorsnede automatisch falen van het dijkvak waar de doorsnede deel van uit maakt. De faalkansen van een dijkvak en een doorsnede van dit dijkvak zijn in dit geval nagenoeg aan elkaar gelijk, wat resulteert in een lengte-effectfactor gelijk aan 1. Falen zal dan optreden over vrijwel de gehele lengte van het dijkvak. Hoe groter de correlatie tussen de sterktes of belastingen in twee punten, des te kleiner is de lengte-effectfactor.

Wat betreft de relatie tussen de correlatie, de lengte-effectfactor en de fluctuatieschaal (correlatielengte) geldt resumerend het volgende: hoe groter de correlatie (afhankelijkheid) tussen de sterktes of belastingen in twee punten, des te groter de fluctuatieschaal (correlatielengte) en des te kleiner de lengte-effectfactor. Aan de ene kant betekent een volledige afhankelijkheid tussen de sterktes en belastingen in twee punten, geen ruimtelijke variatie, een correlatie gelijk aan één, een oneindig grote fluctuatieschaal/correlatielengte en een kleine lengte-effectfactor (dat wil zeggen een lengte-effectfactor gelijk aan één). Aan de andere kant betekent een volledige onafhankelijkheid tussen de sterktes en belastingen in twee punten, extreem veel ruimtelijke variatie, een correlatie gelijk aan nul, een fluctuatieschaal/correlatielengte nagenoeg gelijk aan nul en een extreem grote lengte-effectfactor (zie ook de navolgende tabel).

lengte-effectfactor	gelijk aan één	extreem groot
sterktes c.q. belastingen	volledig afhankelijk	volledig onafhankelijk
ruimtelijke variatie	geen	zeer veel
correlatiecoëfficiënt	gelijk aan één	gelijk aan nul
fluctuatieschaal	oneindig groot	vrijwel nul
correlatielengte	oneindig groot	vrijwel nul

Naast lengte-effecten binnen een dijkvak (lengte-effecten van het eerste type), kunnen er nog lengte-effecten zijn tussen dijkvakken onderling (lengte-effecten van het tweede type). Voor beide typen lengte-effecten kunnen nagenoeg dezelfde modellen worden gebruikt voor de beschrijving van lengte-effecten.



## 3 Ruimtelijke variatie van de freatische lijn

### 3.1 Samenvatting

In dit hoofdstuk wordt onderzocht wat de invloed van een variërende freatische lijn binnen een dijkvak op het lengte-effect is. Met andere woorden hoe groot is de invloed op de faalkans van een dijkvak als de freatische lijn in plaats van volledig gecorreleerd, niet volledig gecorreleerd wordt verondersteld binnen een dijkvak. Hiertoe is een aantal sommen gemaakt met het programma MPROSTAB. Als randvoorwaarde geldt dat binnen MPROSTAB gerekend wordt met een volledig gecorreleerde freatische lijn. Een manier om (m.b.v. MPROSTAB) een variërende freatische lijn te modelleren is een dijkvak op te delen in mootjes. Binnen zo'n mootje is de freatische lijn dan volledig gecorreleerd, maar de moten onderling kunnen onafhankelijk gedacht worden. De faalkans van een in moten opgedeeld dijkvak kan dan worden vergeleken met de faalkans van één geheel dijkvak. Voor iedere moot dient een aparte MPROSTAB-som gemaakt te worden. MPROSTAB geeft als resultaat een doorsnede-faalkans  $\Pr\{\text{falen doorsnede}\}$ . Om de faalkans van een mootje  $\Pr\{\text{falen moot}\}$  te bepalen wordt de mootlengte ingevoerd, om de faalkans van één geheel dijkvak te bepalen wordt de lengte van het dijkvak ingevoerd. De faalkans van het in moten opgedeelde dijkvak wordt bepaald door een bovengrensbenadering (som van alle mootfaalkansen  $\Pr\{\text{falen moot}\}$ ).

In eerste instantie zijn twee cases gedefinieerd om inzicht te krijgen in de invloed van een variërende freatische lijn op de faalkans van een dijkvak. De uitgangspunten voor case A en B zijn als volgt (voor een meer gedetailleerde beschrijving van de resultaten van de gemaakte berekeningen wordt verwezen naar de navolgende paragrafen):

#### Case A (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten)

Berekening van de faalkans van een dijkvak voor het faalmechanisme macro-instabiliteit met een lengte van 140 m. Binnen het dijkvak is de freatische lijn volledig gecorreleerd. De freatische lijn heeft een gemiddelde van NAP + 1,5 m en een standaardafwijking van 0,06 m.

#### Case B (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m)

Berekening van de faalkans van een dijkvak voor het faalmechanisme macro-instabiliteit waarbij het dijkvak in 7 moten van 20 m wordt opgedeeld. Voor iedere moot geldt een andere realisatie van de freatische lijn, die binnen een moot constant en bekend is verondersteld. De realisaties van de freatische lijn voor de 7 moten komen uit een hypothetische trekking. Het gemiddelde van de trekking is NAP + 1,5 m en de standaardafwijking van de trekking is (ter plaatse van het maatgevende glijvlak) 0,06 m. Deze exercitie is voor drie trekkingen herhaald (case B1 t/m B3). Voor de berekening van de faalkans van het in moten opgedeelde dijkvak wordt de eerste-orde-bovengrensbenadering aangehouden ( $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 7 * \Pr\{\text{falen moot}\}$ ).

#### Resultaten case A en case B

Uit de berekeningen blijkt dat vergelijking van de faalkans volgens case A ( $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 5,8e-7$ ) niet veel verschilt van de faalkans van het in moten opgedeelde dijkvak (bovengrens  $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 6,10e-7$ ,  $7,11e-7$  of  $6,79e-7$  respectievelijk volgens case B1, B2 en B3).

Aan de hand van de resultaten van deze cases is echter niet duidelijk te analyseren of het verschil in berekende faalkans  $\Pr\{\text{falen dijkvak}\}$  nu grotendeels wordt veroorzaakt door het opdelen van het dijkvak in moten of dat het verschil wordt veroorzaakt doordat in Case B in de moten een constante freatische lijn wordt aangehouden, terwijl in case A een onzekere freatische lijn wordt gehanteerd. Daarom is in eerste instantie referentiesom 1 gedefinieerd om inzicht te verschaffen in de invloed op het berekenen van de faalkans  $\Pr\{\text{falen dijkvak}\}$  door het dijkvak op te delen in moten. Referentiesom 1 kent de volgende uitgangspunten:

**Referentieberekening 1 (zonder onzekerheid in de freatische lijn)**

Vergelijking van de faalkans voor het dijkvak voor de volgende gevallen:

*Berekening 1.1 (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten):*

In deze berekening (berekening exacte faalkans) wordt een dijkvak met een lengte van 140 m beschouwd, met een constante freatische lijn. De freatische lijn heeft een waarde van NAP + 1,5 m ter plaatse van het buitentalud (intreepunt).

*Berekening 1.2 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m):*

In deze berekening wordt uitgegaan van een in moten opgedeeld dijkvak (7 moten van 20 m). De freatische lijn wordt in iedere moot constant verondersteld. In de moten wordt dezelfde freatische lijn verondersteld. De freatische lijn heeft een waarde van NAP + 1,5 m ter plaatse van het buitentalud (intreepunt voor iedere moot hetzelfde).

**Resultaten referentieberekening 1**

Aan de hand van de resultaten van de dijkvakfaalkansen van som 1.1 en 1.2 blijkt dat de verhouding tussen deze faalkansen een factor 2 ( $\frac{\text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\}}{\text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\}}$ ) bedraagt. Het verschil in faalkansen wordt dus puur bepaald door het opdelen van een dijkvak in moten van 20 m.

Om nu te analyseren hoe deze verhouding van de faalkansen verandert indien geen constante freatische lijn wordt gehanteerd in de moten maar dat er ook een onzekerheid met betrekking tot de freatische lijn wordt geïntroduceerd (standaardafwijking) is referentieberekening 2 gemaakt. De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd:

**Referentieberekening 2 (met kleine onzekerheid in de freatische lijn)**

Vergelijking van de faalkans voor het dijkvak voor de volgende gevallen:

*Berekening 2.1 (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten):*

In deze berekening wordt een dijkvak met een lengte van 140 m beschouwd, met een volledig gecorreleerde freatische lijn die correspondeert met een gemiddelde waarde ter plaatse van het buitentalud (intreepunt) van NAP + 1,5 m en een kleine standaardafwijking van 0,06 m.

*Berekening 2.2 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m):*

In deze berekening wordt uitgegaan van een in moten opgedeeld dijkvak (7 moten van 20 m). De freatische lijn heeft in iedere moot een waarde die correspondeert met een waarde ter plaatse van het buitentalud van NAP + 1,5 m en een kleine standaardafwijking van 0,06 m. In som 2.2 wordt er vanuitgegaan dat de freatische lijn binnen een moot volledig gecorreleerd is, maar dat de freatische lijn tussen de moten onderling volledig onafhankelijk is. Door de gehanteerde mootlengte van 20 m wordt impliciet aangenomen dat de fluctuatieschaal van de freatische lijn 50 m bedraagt.

**Resultaten referentieberekening 2**

Aan de hand van de berekende dijkvakfaalkansen voor som 2.1 en 2.2 blijkt dat de verhouding tussen deze faalkansen een factor 2,1 bedraagt in plaats van 2 zoals berekend in referentieberekening 1.

**Referentieberekening 3 (met grote onzekerheid in de freatische lijn)**

Het vermoeden bestond dat de gehanteerde standaardafwijking van de freatische lijn in berekening 2 wel eens te laag aangenomen was en dat een verhoging van de standaardafwijking meer invloed zou hebben. Daarom is referentieberekening 3 gemaakt waarbij dezelfde som wordt gemaakt als bij referentieberekening 2, maar nu met een grote standaardafwijking voor de freatische lijn van 0,2 m.

### Resultaten referentieberekening 3

Aan de hand van de berekende dijkvakfaalkansen voor som 3.1 en 3.2 blijkt dat indien gerekend wordt met een grotere standaardafwijking van de freatische lijn, namelijk met 0,2 m in plaats van 0,06 m, de verhouding tussen deze faalkansen een factor 2,4 bedraagt.

### Referentieberekening 4 en 5 (met grote onzekerheid in de freatische lijn)

Voorgaande sommen hebben betrekking op het vergelijken van de faalkansen van een dijkvak met een lengte van 140 m met de faalkansen van een dijkvak dat is opgedeeld in moten van 20 m. Ten slotte zijn nog twee referentieberekeringen gemaakt (referentieberekening 4 en 5) om de invloed van de lengte van de moten op de bovengrens van de dijkvakfaalkansen van het in moten opgedeelde dijkvak te bepalen. In referentieberekening 4 is het dijkvak opgedeeld in moten van 10 m lengte (dus bovengrens  $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 14 * \Pr\{\text{falen moot}\}$ ) en in referentieberekening 5 is het dijkvak opgedeeld in moten van 35 m (dus bovengrens  $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 4 * \Pr\{\text{falen moot}\}$ ). De freatische lijn wordt op dezelfde wijze gemodelleerd als in referentieberekening 3 (gemiddelde = NAP + 1,5 m, standaardafwijking = 0,20 m).

### Referentieberekening 4 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 14 moten van 10 m)

Allereerst is bepaald wat de verhouding van de faalkansen is indien met een constante freatische lijn wordt gerekend (om het effect van het opdelen in moten te kwantificeren). Hieruit volgt dat de verhouding van de faalkansen in dat geval gelijk is aan de verhouding

$$[\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ bovengrens}] / [\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ exact}] = 3,1.$$

### Resultaten referentieberekening 4

Door nu in plaats van een constante freatische lijn een freatische lijn met een gemiddelde van NAP + 1,5 m en een standaardafwijking van 0,2 m te introduceren voor beide gevallen wordt de verhouding van de faalkansen

$$[\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ bovengrens}] / [\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ exact}] = 4,1.$$

### Referentieberekening 5 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 4 moten van 35 m)

Allereerst is bepaald hoe de verhouding van de faalkansen bedraagt indien met een constante freatische lijn wordt gerekend (om het effect van het opdelen in moten te kwantificeren). Hieruit volgt dat de verhouding van de faalkansen in dat geval gelijk is aan

$$[\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ bovengrens}] / [\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ exact}] = 1,5.$$

### Resultaten referentieberekening 5

Door nu in plaats van een constante freatische lijn een freatische lijn met een gemiddelde van NAP + 1,5 m en een standaardafwijking van 0,2 m te introduceren voor beide gevallen wordt de verhouding van de faalkansen

$$[\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ bovengrens}] / [\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ exact}] = 1,7.$$

Voorgaande 5 referentieberekeringen hebben betrekking op een dijkvak van 140 m. De vraag is in hoeverre de lengte van het beschouwde dijkvak van invloed is op de berekende verhouding van de faalkansen. Daarom is nog een berekening gemaakt met dezelfde uitgangspunten als referentieberekening 2, maar nu voor een dijkvak met een lengte van 1120 m. In het geval van referentieberekening 2 wordt het volgende gevonden:

- (2.1)  $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = (5,83e-7 - 1,04e-7) * 8 = 3,83e-6 + 1,04e-7 = 3,93e-6$
- (2.2) bovengrens  $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 7 * 1,72e-7 * 8 = 9,63e-6$

Hiermee wordt de verhouding van de dijkvakfaalkansen  $9,63e-6/3,93e-6 = 2,45$  (was een factor 2,1 in referentieberekening 2).

### Conclusies

- Voor een dijkvak van 140 m lengte blijkt dat de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect gering is (gebaseerd op een stationaire stromingssituatie). Hierbij is zowel de invloed van de standaardafwijking van de freatische lijn verdisconteerd (van 0,06 tot 0,2 m) als de invloed van de fluctuatieschaal (van 25 tot 90 m). Aan de hand van de - door middel van een niveau-II-analyse berekende - doorsnede-faalkans speelt de freatische lijn in dit geval een dominante rol. Het ligt dan ook in de verwachting dat een wisselende freatische lijn een grotere invloed op het lengte-effect zou moeten hebben dan uit de resultaten van de berekeningen blijkt. Er wordt derhalve aanbevolen om in een volgende fase nader onderzoek te verrichten naar de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect.
- Ook voor een dijkvak met een aanzienlijk grotere lengte (1120 m) lijkt de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect gering.
- De resultaten van de analyse zoals die in dit hoofdstuk heeft plaatsgevonden zijn mogelijk (sterk) afhankelijk van de gekozen geotechnische parameters en het dwarsprofiel van het dijklichaam. Het verdient aanbeveling om hier nader aandacht aan te besteden in het onderzoek naar de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect.
- Er is geen rekening gehouden met overspannen water in een eerste watervoerend pakket direct onder een dunne deklaag aan de binnentaludzijde, hetgeen goed denkbaar is in het rivierengebied.



## 3.2 Inleiding

In de eerste fase van de studie naar lengte-effecten [zie Grondmechanica Delft (1996a)] is voor het faalmechanisme macro-instabiliteit het programma MPROSTAB gebruikt. In dit programma worden de freatische waterspanningen gemodelleerd als ruimtelijk volledig gecorreleerde stochast binnen het gehele pakket van grondlagen. Deze aanname is gebaseerd op het vermoeden dat binnen een dijklichaam de freatische lijn over een bepaalde strekking niet sterk varieert. Er zijn echter situaties denkbaar dat dit niet het geval is bijvoorbeeld doordat binnen een bepaalde strekking van een dijkvak de grondopbouw sterk verschillend is of doordat bijvoorbeeld een in de binnenteen aangebrachte drainage plaatselijk niet goed functioneert of ontbreekt.

De vragen die naar voren komen zijn:

- Hoe groot is de fluctuatieschaal van een variërende freatische waterstand (dit moet worden getoetst aan de hand van praktijkwaarnemingen)?
- Wat is de invloed van een variërende freatische lijn op het lengte-effect? Met andere woorden, hoe groot is de invloed op de faalkans van een dijkvak als de freatische lijn niet volledig gecorreleerd wordt verondersteld.

Naar aanleiding van de laatstgenoemde vraag is een aantal MPROSTAB-sommen gemaakt (in PROSTAB kan alleen met een volledig gecorreleerde waterstand worden gerekend). Het doel van de sommen is het verkrijgen van inzicht in de invloed (bijdrage) op het lengte-effect door variërende freatische waterstand binnen een dijkvak. Hiertoe zijn in eerste instantie twee aftastende cases (case A en B) gedefinieerd.

### **Case A (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten)**

Probabilistische berekening van het faalmechanisme macro-instabiliteit in een dijkvak waarin de freatische waterstand als een stochastisch proces wordt geschematiseerd met een bepaalde standaardafwijking en een bepaalde verwachtingswaarde. De freatische lijn is over het beschouwde dijkvak volledig gecorreleerd.

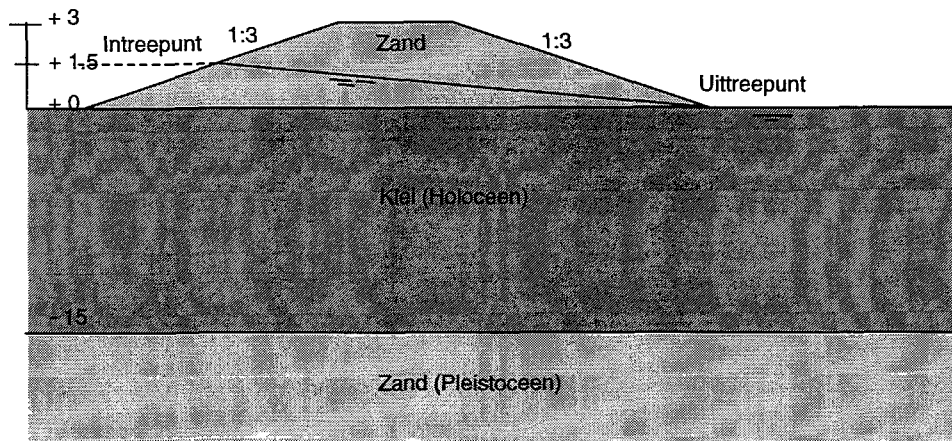
### **Case B (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m)**

Probabilistische berekening van het faalmechanisme macro-instabiliteit waarbij het dijkvak op dezelfde wijze in moten wordt opgedeeld als in case A en voor elke moot een andere realisatie van de freatische lijn (ander niveau) wordt gehanteerd. Hierbij wordt in deze case verondersteld dat de freatische lijn binnen de moten constant en bekend is (in MPROSTAB wordt derhalve een standaardafwijking gelijk aan 0 ingevoerd). De realisaties van de freatische lijn komen bijvoorbeeld voort uit een hypothetische trekking. Het gemiddelde van de trekking van de realisaties van de freatische lijn is gelijk aan het gemiddelde zoals gehanteerd in case A (waar de freatische lijn een stochastische variabele is), evenals de standaardafwijking.

De lengte van de moten is dusdanig bepaald dat binnen een moot de geotechnische stochastische parameters volledig gecorreleerd zijn en dat de moten bij benadering onderling geotechnisch onafhankelijk zijn (zie formule in § 3.3). Om de mootlengte te bepalen is uitgegaan van de fluctuatieschaal van de geotechnische parameters. Deze berekening is voor drie (hypothetische) trekkingen (van zeven realisaties) van de freatische lijn herhaald (Case B1 t/m B3).

### 3.3 Uitgangspunten berekeningen

De voor de berekeningen gehanteerde doorsnede wordt als volgt beschreven (zie Figuur 3.1). De kruin van de dijk ligt op NAP + 3 m, de taludhellingen zijn 1:3. Het dijklichaam bestaat uit zand. De onderliggende grond bestaat uit een kleilaag met een dikte van 15 meter met daaronder een zandlaag. De kleilaag heeft een consolidatiegraad van 50%.



Figuur 3.1: De bestudeerde dijkdoorsnede.

Ten behoeve van de berekeningen met variërende freatische lijn per moot (Case B) is een opdeling van het beschouwde dijkvak gemaakt in zeven moten van gelijke lengte, zodanig dat de moten vanuit geotechnisch oogpunt als statistisch onafhankelijk kunnen worden verondersteld. Om de lengte van deze moten te berekenen is uitgegaan van de formule:

$$\Delta x = \frac{\sqrt{\pi} \cdot D_x}{\beta}$$

waarbij:

- $\Delta x$  = toe te passen mootlengte
- $D_x$  = fluctuatieschaal (geotechnische parameters)
- $\beta$  = betrouwbaarheidsindex volgend uit 'design point'-berekening (case A)

Uit deze berekening volgt een mootlengte van circa 20 meter. De lengte van het dijkvak bedraagt derhalve 140 m.

De gehanteerde grondparameters staan vermeld in onderstaande tabel. Deze zijn voor case A gelijk aan die van case B1 tot en met B3.

Grondlaag	$c'$	$\tan\phi'$	$\gamma_d$	$\gamma_n$
Zand dijklichaam	0	0,58	17	20
Klei (Holoceen)	5	0,41	17	17
Pleistoceen zand	0	0,70	18	20
	sig (c')	$D_h$ (c')	$D_v$ (c')	$n$ (c')
Zand dijklichaam	0	50	1	1
Klei (Holoceen)	1	50	0,3	15
Pleistoceen zand	0	50	1	1
	sig (tan $\phi'$ )	$D_h$ (tan $\phi'$ )	$D_v$ (tan $\phi'$ )	$n$ (tan $\phi'$ )
Zand dijklichaam	0,06	100	0,5	15
Klei (Holoceen)	0,03	50	0,5	15
Pleistoceen zand	0,07	50	0,5	15

met

- $c'$  = cohesie [kN/m<sup>2</sup>]
- $\phi$  = hoek van inwendige wrijving [°]
- $\gamma_n$  = nat volumiek gewicht [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_d$  = droog volumiek gewicht [kN/m<sup>3</sup>]
- $D_h$  = horizontale fluctuatieschaal
- $D_v$  = verticale fluctuatieschaal
- $n$  = aantal proeven

#### Case A (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten)

De freatische lijn die gehanteerd wordt is de is de freatische lijn ter plaatse van het buitentalud en heeft een gemiddelde waarde van NAP + 1,5 m. De gehanteerde standaardafwijking van de freatische lijn bedraagt 0,06 m.

#### Case B1, B2 en B3 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m)

De niveaus van de freatische lijnen voor drie verschillende trekkingen (een trekking bestaat uit zeven realisaties van de freatische lijn per moot) staan vermeld in de Tabellen 3.2, 3.3 en 3.4.

De gehanteerde variatie in de freatische lijn van de zeven moten, in de vorm van een trekking van zeven realisaties, bedraagt 0,8 m (maximaal 0,4 m boven of beneden NAP + 1,5 m, dit is ter plaatse van het intreepunt). Uitgangspunt is dat de freatische lijn een vast uitreepunt heeft in het binnentalud op NAP + 0 m. De standaardafwijking van de waarde ter plaatse van het intreepunt van een afzonderlijke trekking is 0,32 m en is voor alle drie trekkingen gelijk. Ter bepaling van de standaardafwijking van de freatische lijn zoals te hanteren in Case A, is de gemiddelde standaardafwijking van de freatische lijn uit de trekkingen bepaald op de locatie waar het meest kritieke glijvlak de freatische lijn snijdt. De standaardafwijking bedraagt op die locatie 0,06 m. Deze waarde is als volgt berekend. Ter hoogte van het kritieke glijvlak is de variatie van de freatische lijn nog circa 40% van de variatie nabij het intreepunt. Ter plaatse van het uitreepunt is deze variatie nul voor case B; de ligging van de freatische lijn roteert om dit punt. Zo kan de standaardafwijking die in case A wordt ingevoerd bij benadering als volgt worden bepaald:  $\sigma$  (freatische lijn in case A) = (40% \* 0,32 + 0) / 2 = 0,06 m.

### 3.4 Berekeningen invloed opdeling dijkvak in zeven moten

De resultaten van de berekeningen staan vermeld in Tabel 3.1-3.4. Hierbij wordt de faalkans van het dijkvak dat bestaat uit zeven moten benaderd door middel van een eerste-orde-bovengrens.

$\beta$	5,193
Kritieke Glijcirkel (nr.)	102
Pr{falen doorsnede}	1,036 e-7
Pr{falen dijkvak}	5,830 e-7
Niveau freatische lijn	NAP + 1,5 m
Lengte-effectfactor	5,6
Grondlaag 1	
$\alpha \tan \phi$	0,071
$\alpha c$	0
Grondlaag 2	
$\alpha \tan \phi$	0,049
$\alpha c$	0,174
Grondlaag 3	
$\alpha \tan \phi$	0
$\alpha c$	0
$\alpha$ freatisch	-0,290

Tabel 3.1: Resultaten MPROSTAB Case A lengte dijkvak = 140 m.

	Moot I	Moot II	Moot III	Moot IV	Moot V	Moot VI	Moot VII
$\beta$	5,218	5,542	5,432	5,643	5,218	5,619	5,171
Kritieke glijcirkel (nr.)	102	102	102	102	102	102	102
Pr{falen doorsnede}	9,03e-8	1,49e-8	2,79e-8	8,36e-9	9,03e-8	9,62e-9	1,16e-7
Pr{falen moot}	1,54e-7	2,56e-8	4,78e-8	1,43e-8	1,54e-7	1,65e-8	1,98e-7
Niveau freatische lijn	+ 1,8	+ 1,3	+ 1,5	+ 1,1	+ 1,8	+ 1,15	+ 1,85
Pr{falen dijkvak}	$1,98e-7 \leq \text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} \leq 6,1e-7$						
Grondlaag 1							
$\alpha \tan \phi$	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076
$\alpha c$	0	0	0	0	0	0	0
Grondlaag 2							
$\alpha \tan \phi$	0,057	0,051	0,054	0,050	0,057	0,050	0,058
$\alpha c$	0,182	0,175	0,178	0,173	0,182	0,173	0,183
Grondlaag 3							
$\alpha \tan \phi$	0	0	0	0	0	0	0
$\alpha c$	0	0	0	0	0	0	0
$\alpha$ freatisch	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 3.2: Resultaten MPROSTAB Case B1.

	Moot I	Moot II	Moot III	Moot IV	Moot V	Moot VI	Moot VII
$\beta$	5,488	5,619	5,432	5,112	5,643	5,112	5,402
Kritieke glijcirkel (nr)	102	102	102	102	102	102	102
Pr{falen doorsnede}	2,03e-8	9,62e-9	2,79e-8	1,59e-7	8,36e-9	1,59e-7	3,29e-8
Pr{falen moot}	3,47e-8	1,65e-8	4,78e-8	2,71e-7	1,43e-8	2,71e-7	5,63e-8
Niveau freatische lijn	1,4	1,15	1,5	1,9	1,1	1,9	1,55
Pr{falen dijkvak}	$2,71e-7 \leq \text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} \leq 7,11e-7$						
Grondlaag 1							
$\alpha_{tan\phi}$	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076
$\alpha_c$	0	0	0	0	0	0	0
Grondlaag 2							
$\alpha_{tan\phi}$	0,053	0,050	0,054	0,058	0,050	0,058	0,054
$\alpha_c$	0,176	0,173	0,178	0,185	0,173	0,185	0,178
Grondlaag 3							
$\alpha_{tan\phi}$	0	0	0	0	0	0	0
$\alpha_c$	0	0	0	0	0	0	0
$\alpha_{freatisch}$	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 3.3: Resultaten MPROSTAB Case B2.

	Moot I	Moot II	Moot III	Moot IV	Moot V	Moot VI	Moot VII
$\beta$	5,542	5,516	5,594	5,264	5,112	5,619	5,171
Kritieke glijcirkel	102	102	102	102	102	102	102
Pr{falen doorsnede}	1,49e-8	1,73e-8	1,11e-8	7,05e-8	1,59e-7	9,62e-9	1,16e-7
Pr{falen moot}	2,56e-8	2,98e-8	1,91e-8	1,20e-7	2,71e-7	1,65e-8	1,98e-7
Niveau freatische lijn	1,3	1,35	1,20	1,75	1,9	1,15	1,85
Pr{falen dijkvak}	$2,71e-7 \leq \text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} \leq 6,79e-7$						
Grondlaag 1							
$\alpha_{tan\phi}$	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076
$\alpha_c$	0	0	0	0	0	0	0
Grondlaag 2							
$\alpha_{tan\phi}$	0,051	0,052	0,051	0,056	0,058	0,050	0,058
$\alpha_c$	0,175	0,176	0,174	0,181	0,185	0,173	0,183
Grondlaag 3							
$\alpha_{tan\phi}$	0	0	0	0	0	0	0
$\alpha_c$	0	0	0	0	0	0	0
$\alpha_{freatisch}$	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 3.4: Resultaten MPROSTAB Case B3.

De faalkans van het in moten opgedeelde dijkvak kan niet zonder meer worden bepaald [zie Vrouwenfelder & Vrijling (1986, § 4.2)]. Wel kunnen onder- en bovengrens worden gegeven:

$$\max\{\text{Pr}\{\text{falen moot I}\}, \dots, \text{Pr}\{\text{falen moot VII}\}\} \leq \text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} \leq \text{Pr}\{\text{falen moot I}\} + \dots + \text{Pr}\{\text{falen moot VII}\}.$$

De ondergrens treedt op bij volledige afhankelijkheid van de moten, terwijl de bovengrens wordt bereikt bij volledige onafhankelijkheid van de moten (zie ook Hoofdstuk 6).

### 3.5 Resultaten berekeningen invloed opdeling

Uit de resultaten van de berekeningen blijkt (zie ook Tabel 3.5) dat indien wordt uitgegaan van de bovengrensfalkans van het in moten opgedeelde dijkvak ( $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 6,1e-7$ ,  $7,1e-7$  of  $6,8e-7$  respectievelijk uit case B1, B2 en B3) het verschil met de faalkans van het dijkvak waar een volledig gecorreleerde freatische lijn wordt aangehouden gering is ( $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 5,8 \cdot 10^{-7}$  uit case A).

Nadere analyse van de resultaten van case A en case B doet de vraag opkomen of de resultaten wel goed vergeleken kunnen worden. Deze terughoudendheid komt voort uit het feit dat voor case B geen onzekerheid met betrekking tot de freatische lijn per moot in rekening wordt gebracht (freatische lijn is per moot constant) terwijl dit wel het geval is in case A. Uit de verschillen in berekende faalkansen per dijkvak is derhalve niet goed te destilleren of dit verschil in berekende faalkans nu veroorzaakt wordt door het modelleren van wisselende geotechnische parameters per moot (door het opdelen van het dijkvak in moten) of dat de wisselende freatische lijn (die per moot constant wordt verondersteld) hier ook nog aan bijdraagt. Om een beter inzicht te krijgen van de bijdrage aan het lengte-effect van een wisselende freatische lijn zijn daarom een aantal aanvullende referentieberekeningen gemaakt (zie § 3.6).

	Case A	Case B1	Case B2	Case B3
$\Pr\{\text{falen dijkvak}\}$	5,83e-7			
bovengrens: $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \leq$ $\Pr\{\text{falen moot I}\} + \dots + \Pr\{\text{falen moot VII}\}$		6,10e-7	7,11e-7	6,79e-7

Tabel 3.5: Resultaten MPROSTAB Case B1 t/m B3 en Case A.

### 3.6 Referentieberekeningen

#### 3.6.1 Inleiding

Zoals reeds eerder vermeld wordt ten behoeve van het analyseren van de invloed van een variërende freatische lijn een dijkvak in moten opgedeeld. Zonder in eerste instantie rekening te houden met een wisselende freatische lijn wordt bij het opdelen in moten van een dijkvak met beperkte lengte (lengte dijkvak is 140 m) ter bepaling van de faalkans van het dijkvak een aantal numerieke fouten gemaakt (ten opzichte van de exacte faalkans van het dijkvak):

- Er wordt voor de gehanteerde moten aangenomen dat de geotechnische parameters volledig gecorreleerd zijn binnen een moot, en dat de moten onderling volledig onafhankelijk zijn. Hierbij wordt dus eventuele correlatie tussen de moten onderling verwaarloosd die wel degelijk nog aanwezig kan zijn (fluctuatieschaal is 50 m, mootlengte is 20 m). Tevens wordt geen (minder) rekening gehouden met de onzekerheid in de schatting van het gemiddelde van de geotechnische parameters.
- Voor het bepalen van de faalkans van het dijkvak (in het geval van het in moten opgedeelde dijkvak) wordt de bovengrens aangehouden ( $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} = 7 \cdot \Pr\{\text{falen moot}\}$  in het geval van 7 moten met een lengte van 20 m). Indien rekening wordt gehouden met eventuele statistische afhankelijkheden tussen het falen van de moten onderling kan de faalkans van het seriesysteem van 7 moten ook  $5 \cdot \Pr\{\text{falen moot}\}$  of  $6 \cdot \Pr\{\text{falen moot}\}$  zijn.

Derhalve is in eerste instantie referentiesom 1 gemaakt om zo de "standaard" numerieke fout (orde grootte) te bepalen die geïntroduceerd wordt indien de faalkans van het dijkvak wordt berekend door het dijkvak op te delen in moten van gelijke lengte waarbij alleen de geotechnische parameters

kunnen variëren. Hierbij is voor zowel de berekening van de faalkans van het dijkvak volgens de exacte berekening uitgaande van één dijkvak met een lengte van 140 m (referentiesom 1.1), als bij de berekening van de bovengrens van de faalkans van het dijkvak bij het in moten opgedeelde dijkvak (referentiesom 1.2) de freatische lijn constant gehouden.

Het gevonden verschil in de berekende faalkansen voor het dijkvak is dan een maat tegen de achtergrond waarvan de overige referentiesommen worden bekeken. In de navolgende referentieberekeningen 2.2, 3.2, 4.2 en 5.2 wordt namelijk tevens verondersteld dat bij het in moten opgedeelde dijkvak binnen een moot de freatische lijn volledig gecorreleerd is, maar van moot tot moot volledig onafhankelijk is.

De geotechnische invoerparameters zijn voor alle referentiesommen hetzelfde als bij de gemaakte sommen voor case A en Case B1 tot en met B3.

### 3.6.2 Referentieberekening 1 (zonder onzekerheid in de freatische lijn)

Vergelijking van de faalkans voor het dijkvak voor de volgende gevallen:

#### *Berekening 1.1 (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten):*

In deze berekening (berekening exacte faalkans) wordt een dijkvak met een lengte van 140 m beschouwd, met een constante freatische lijn. De freatische lijn correspondeert met een gemiddelde waarde van NAP + 1,5 m ter plaatse van het intreepunt.

#### *Berekening 1.2 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m):*

In deze berekening wordt uitgegaan van een in moten opgedeeld dijkvak (7 moten van 20 m). De freatische lijn wordt in iedere moot constant verondersteld. In iedere moot wordt dezelfde freatische lijn verondersteld. De freatische lijn correspondeert met een gemiddelde waarde van NAP + 1,5 m ter plaatse van het intreepunt.

	som 1.1 (dijkvak = 140 m)	som 1.2 (mootlengte = 20 m)
$\beta$	5,432	5,432
Pr{falen doorsnede}	2,79e-8	2,79e-8
Pr{falen moot}	-	4,78e-8
Pr{falen dijkvak}	1,67e-7	3,34e-7 (Pr{falen dijkvak} $\leq$ 7*Pr{falen moot})
Grondlaag 1		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0,076	0,076
Grondlaag 2		
$\alpha c$	0,178	0,178
$\alpha \tan \phi$	0,054	0,054
Grondlaag 3		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0	0
$\alpha$ freatisch	0	0

Tabel 3.6: Resultaten MPROSTAB-referentieberekening 1.

#### Voorlopige conclusie referentieberekening 1

Aan de hand van vergelijking van de dijkvakfaalkansen van som 1.1 en 1.2 blijkt dat de "standaard" numerieke fout die geïntroduceerd wordt door het opdelen van een dijkvak met een lengte van 140 m in moten van 20 m (en veronderstelling van onafhankelijkheid van de moten onderling ten aanzien van de geotechnische parameters; de bovengrensbenadering) een factor 2 ( $3,34e-7/1,67e-7 = 2$ ) bedraagt. De fluctuatieschaal van de geotechnische parameters bedraagt 50 m.

### 3.6.3 Referentieberekening 2 (met kleine onzekerheid in de freatische lijn)

Vergelijking van de faalkans voor het dijkvak voor de volgende gevallen:

#### *Berekening 2.1 (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten):*

In deze berekening wordt een dijkvak met een lengte van 140 m beschouwd, met een volledig gecorreleerde freatische lijn die correspondeert met met een gemiddelde waarde van NAP + 1,5 m ter plaatse van het intreepunt en een standaardafwijking heeft van 0,06 m.

#### *Berekening 2.2 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m):*

In deze berekening wordt uitgegaan van een in moten opgedeeld dijkvak (7 moten van 20 m). De freatische lijn heeft in iedere moot een waarde die correspondeert met een buitenwaterstand van NAP + 1,5 m en heeft een standaardafwijking van 0,06 m. In som 2.2 wordt er van uit gegaan dat de freatische lijn binnen een moot volledig gecorreleerd is, maar dat de freatische lijn tussen de moten onderling volledig onafhankelijk zijn. Door de gehanteerde mootlengte van 20 m wordt impliciet aangenomen dat de fluctuatieschaal van de freatische lijn 50 m bedraagt.

	som 2.1 (dijkvak = 140 m)	som 2.2 (mootlengte = 20 m)
$\beta$	5,193	5,193
Pr{falen doorsnede}	1,036e-7	1,036e-7
Pr{falen moot}	-	1,72e-7
Pr{falen dijkvak}	5,83e-7	1,204e-6 (Pr{falen dijkvak} $\leq$ 7*Pr{falen moot})
Grondlaag 1		
$\alpha_c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0,071	0,071
Grondlaag 2		
$\alpha_c$	0,174	0,174
$\alpha \tan \phi$	0,049	0,049
Grondlaag 3		
$\alpha_c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0	0
$\alpha_{\text{freatisch}}$	-0,29	-0,29

Tabel 3.7: Resultaten MPROSTAB-referentieberekening 2.

#### **Voorlopige conclusie referentieberekening 2**

Aan de hand van de berekende dijkvakfaalkansen voor som 2.1 en 2.2 blijkt dat de verhouding tussen deze faalkansen een factor 2,1 bedraagt. Hieruit blijkt dat de bijdrage van de wisselende freatische lijn op het lengte-effect zeer gering is. (vergroting van de verhouding van de dijkvakfaalkansen van een factor 2, volgend uit "standaard" numerieke fout, naar een factor 2,1).

Om na te gaan of de berekening van de bovengrens van de faalkans van het dijkvak voor de voor som 2.2 (dus indien de geotechnische parameters en de freatische lijn van moot tot moot kunnen variëren) redelijk is door  $7 * \text{Pr}\{\text{falen moot}\}$  te hanteren, is door TNO-BOUW met behulp van het programma SYSREL de tweede-orde-bovengrens bepaald ( $7 * \text{Pr}\{\text{falen moot}\}$  is de eerste-orde-bovengrens). Uit berekeningen blijkt dat voor de in dit geval gehanteerde invoerparameters de tweede-orde-bovengrens circa  $6 * \text{Pr}\{\text{falen moot}\}$  bedraagt, terwijl de met behulp van simulatie berekende faalkans  $5 * \text{Pr}\{\text{falen moot}\}$  bedraagt (zie Bijlage F). Gezien het geringe verschil in eerste- en tweede-orde-bovengrens is het aannemelijk om, in dit geval en met de gehanteerde uitgangspunten, voor de overige referentiesommen de eerste-orde-bovengrens te hanteren.



### 3.6.4 Referentieberekening 3 (met grote onzekerheid in de freatische lijn)

Vergelijking van de faalkans voor het dijkvak voor de volgende gevallen:

*Berekening 3.1 (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten):*

In deze berekening wordt dezelfde som gemaakt als in referentiesom 2.1 maar nu wordt gerekend met een standaardafwijking van de freatische lijn van 0,20 m.

*Berekening 3.2 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 7 moten van 20 m):*

In deze berekening wordt dezelfde som gemaakt als in referentiesom 2.2 maar nu wordt gerekend met een standaardafwijking van de freatische lijn van 0,20 m.

	som 3.1 (dijkvak = 140 m)	som 3.2 (mootlengte = 20 m)
$\beta$	3,960	3,960
Pr{falen doorsnede}	3,743e-5	3,743e-5
Pr{falen moot}	-	5,447e-5
Pr{falen dijkvak}	1,567e-4	3,8129e-4 (Pr{falen dijkvak} $\leq$ 7*Pr{falen moot})
Grondlaag 1		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0,052	0,052
Grondlaag 2		
$\alpha c$	0,157	0,157
$\alpha \tan \phi$	0,031	0,031
Grondlaag 3		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0	0
$\alpha_{\text{freatisch}}$	-0,638	-0,638

Tabel 3.8: Resultaten MPROSTAB-referentieberekening 3.

#### Voorlopige conclusie referentieberekening 3

Aan de hand van de berekende dijkvakfaalkansen voor som 3.1 en 3.2 blijkt dat indien gerekend wordt met een grotere standaardafwijking van de freatische lijn namelijk van 0,2 m in plaats van 0,06 m, de verhouding tussen deze faalkansen een factor 2,4 bedraagt. Hieruit blijkt dat de bijdrage van de wisselende freatische lijn aan het lengte-effect zeer gering is, ook indien een vrij hoge standaardafwijking wordt gehanteerd (vergroting van de verhouding van de dijkvakfaalkansen van een factor 2, volgend uit "standaard" numerieke fout, naar een factor 2,4). Dit betekent een vergroting van de lengte-effectfactor van  $2,4/2 = 1,2$ .

### 3.6.5 Referentieberekening 4 en 5 (met grote onzekerheid in de freatische lijn)

Voorgaande referentiesommen 1.2, 2.2 en 3.2 hebben betrekking op een dijkvak dat in moten van 20 m is opgedeeld. In de volgende 2 referentiesommen wordt de invloed van de mootlengte beschouwd (en dus impliciet ook de invloed van de fluctuatieschaal van de freatische lijn). In referentieberekening 4 wordt het dijkvak in som 4.2 in moten van 10 m lengte opgedeeld (fluctuatieschaal freatische lijn 25 m) en in referentieberekening 5 wordt in som 5.2 het dijkvak opgedeeld in moten van 35 m (fluctuatieschaal freatische lijn 90 m). De fluctuatieschaal van de geotechnische parameters verandert niet ten opzichte van de eerder gemaakte referentieberekeningen.

Allereerst wordt voor de referentieberekeningen 4 en 5 de "standaard" numerieke fout bepaald die wordt veroorzaakt door het opdelen in moten van een dijkvak, waarbij wordt aangenomen dat alleen de geotechnische parameters van moot tot moot kunnen variëren. De freatische lijn wordt per moot

constant verondersteld. Ten behoeve van de berekening van de exacte faalkans van het dijkvak van 140 m wordt eveneens een constante freatische lijn verondersteld. Aan de hand van de berekeningen blijkt dat:

- Indien de exact berekende faalkans van het dijkvak wordt vergeleken met de bovengrens van de faalkans van het in moten van 10 m lengte opgedeelde dijkvak, bij constante freatische lijn, een numerieke fout van een factor 3,1 wordt gemaakt:

$$\frac{\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ bovengrens}}{\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ exact}} = \frac{5,30e-7}{1,63e-7} = 3,1.$$

- Indien de exact berekende faalkans van het dijkvak wordt vergeleken met de bovengrens van de faalkans van het in moten van 35 m lengte opgedeelde dijkvak, bij constante freatische lijn, een numerieke fout van een factor 1,5 wordt gemaakt:

$$\frac{\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ bovengrens}}{\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \text{ exact}} = \frac{2,50e-7}{1,67e-7} = 1,5.$$

In navolgende referentieberekeningen 4 en 5 zal de invloed op het lengte-effect door wisselende freatische lijn voor bovengenoemde gevallen worden berekend.

### 3.6.5.1 Referentieberekening 4 (dijkvak opgedeeld in 14 moten)

Vergelijking van de faalkans voor het dijkvak voor de volgende gevallen:

*Berekening 4.1 (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten):*

In deze berekening wordt dezelfde som gemaakt als referentiesom 3.1 (berekening exacte faalkans dijkvak).

*Berekening 4.2 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 14 moten van 10 m):*

In deze berekening wordt dezelfde som gemaakt als in referentiesom 3.2 maar nu wordt het dijkvak opgedeeld in 14 moten van 10 meter breedte.

	som 4.1 (dijkvak = 140 m)	som 4.2 (mootlengte = 10 m)
$\beta$	3,960	3,960
$\Pr\{\text{falen doorsnede}\}$	3,743e-5	3,743e-5
$\Pr\{\text{falen moot}\}$	-	4,590e-5
$\Pr\{\text{falen dijkvak}\}$	1,567e-4	6,426e-4 ( $\Pr\{\text{falen dijkvak}\} \leq 14 * \Pr\{\text{falen moot}\}$ )
Grondlaag 1		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0,052	0,052
Grondlaag 2		
$\alpha c$	0,157	0,157
$\alpha \tan \phi$	0,031	0,031
Grondlaag 3		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0	0
$\alpha_{\text{freatisch}}$	-0,638	-0,638

Tabel 3.9: Resultaten MPROSTAB-referentieberekening 4.

#### Voorlopige conclusie referentiesom 4

In de bovenstaande som wordt impliciet een kleinere fluctuatieschaal van de freatische lijn aangehouden door de keuze van de mootlengte van 10 m (fluctuatieschaal 25 m). Hierdoor wordt de verhouding van de berekende dijkvakfaalkansen vergoot van een factor 3,1 ("standaard" numerieke fout) naar een factor 4,1. De bijdrage aan het lengte-effect door een wisselende freatische lijn met een fluctuatieschaal van 25 m is niet significant groter dan in het geval van een fluctuatieschaal van 50 m (zie voorlopige conclusie referentiesom 3), en de bijdrage aan het lengte-effect van een wisselende freatische lijn blijft ook in dit geval beperkt (vergroting lengte-effectfactor met een factor  $4,1/3,1 = 1,3$ ).

#### 3.6.5.2 Referentieberekening 5 (dijkvak opgedeeld in 4 moten)

Vergelijking van de faalkans voor het dijkvak voor de volgende gevallen:

##### *Berekening 5.1 (dijkvak van 140 m niet opgedeeld in moten):*

In deze berekening wordt dezelfde som gemaakt als referentiesom 3.1 (berekening exacte faalkans dijkvak).

##### *Berekening 5.2 (dijkvak van 140 m opgedeeld in 4 moten van 35 m):*

In deze berekening wordt dezelfde som gemaakt als in referentiesom 3.2 maar nu wordt het dijkvak opgedeeld in 4 moten van 35 meter breedte.

	som 5.1 (dijkvak = 140 m)	som 5.2 (mootlengte = 35 m)
$\beta$	3,960	3,960
Pr{falen doorsnede}	3,743e-5	3,743e-5
Pr{falen moot}	-	6,720e-5
Pr{falen dijkvak}	1,567e-4	2,688e-4 (Pr{falen dijkvak} $\leq 4 \cdot$ Pr{falen moot})
Grondlaag 1		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0,052	0,052
Grondlaag 2		
$\alpha c$	0,157	0,157
$\alpha \tan \phi$	0,031	0,031
Grondlaag 3		
$\alpha c$	0	0
$\alpha \tan \phi$	0	0
$\alpha_{\text{freatisch}}$	-0,638	-0,638

Tabel 3.10: Resultaten MPROSTAB-referentieberekening 5.

#### Voorlopige conclusie referentiesom 5

In de bovenstaande som wordt impliciet een grotere fluctuatieschaal van de freatische lijn aangehouden door de keuze van de mootlengte van 35 m (wat overeenkomt met een fluctuatieschaal van 90 m). Hierdoor wordt de verhouding van de berekende dijkvakfaalkansen vergroot van een factor 1,5 ("standaard" numerieke fout) naar een factor 1,7. De bijdrage aan het lengte-effect door een wisselende freatische lijn met een fluctuatieschaal van 90 m is iets minder dan in het geval van een fluctuatieschaal van 50 m, (zie voorlopige conclusie referentieberekening 3) en de bijdrage is in dit geval nog kleiner (vergroting van de lengte-effectfactor met een factor  $1,7/1,5 = 1,13$ ).

### 3.6.6 Samenvatting resultaten referentieberekeningen

De resultaten van de 5 voorgaande referentieberekeningen staan nog eens samengevat in Tabel 3.11

Som	Lengte moot	$\mu$ freatische lijn [m]	$\sigma$ freatische lijn [m]	$[\text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} \text{ bovengrens}] /$ $[\text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} \text{ exact}]$
Referentieberekening 1	20 m (7 moten)	NAP + 1,5	0	2,0
Referentieberekening 2	20 m (7 moten)	NAP + 1,5	0,06	2,1
Referentieberekening 3	20 m (7 moten)	NAP + 1,5	0,20	2,5
Referentieberekening 4	10 m (14 moten)	NAP + 1,5	0,20	4,1 (3,1 bij constante freatische lijn)
Referentieberekening 5	35 m (4 moten)	NAP + 1,5	0,20	1,7 (1,5 bij constante freatische lijn)

Tabel 3.11: Resultaten referentieberekeningen (lengte dijkvak 140 m).

Voorgaande 5 referentieberekeningen hebben betrekking op een dijkvak van 140 m. De vraag is in hoeverre bovengenoemde voorlopige conclusies ook gelden voor een groter dijkvak, bijvoorbeeld met een lengte van 1120 m. In het geval van referentieberekening 2 wordt het volgende gevonden:

- (2.1)  $\text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} = (5,83\text{e-}7 - 1,04\text{e-}7) * 8 = 3,83\text{e-}6 + 1,04\text{e-}7 = \mathbf{3,93\text{e-}6}$
- (2.2) bovengrens  $\text{Pr}\{\text{falen dijkvak}\} = 7 * 1,72\text{e-}7 * 8 = \mathbf{9,63\text{e-}6}$

Hiermee wordt de verhouding van de dijkvakfaalkansen  $9,63\text{e-}6 / 3,93\text{e-}6 = 2,45$  (was 2,1 in referentieberekening 2). Ook voor een dijkvak met een lengte van 1120 m lijkt de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect gering.

## 3.7 Conclusies

- Voor een dijkvak van 140 m lengte blijkt dat de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect gering is (gebaseerd op een stationaire stromingssituatie). Hierbij is zowel de invloed van de standaardafwijking van de freatische lijn verdisconteerd (van 0,06 tot 0,2 m) als de invloed van de fluctuatieschaal (van 25 tot 90 m). Aan de hand van de - door middel van een niveau-II-analyse berekende - doorsnede-faalkans speelt de freatische lijn in dit geval een dominante rol (vergelijk de  $\alpha$ 's). Het ligt dan ook in de verwachting dat een wisselende freatische lijn een grotere invloed op het lengte-effect zou moeten hebben dan uit de resultaten van de berekeningen blijkt. Er wordt derhalve aanbevolen om in een volgende fase nader onderzoek te verrichten naar de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect.
- Ook voor een dijkvak met een aanzienlijk grotere lengte (1120 m) lijkt de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect gering.
- De resultaten van de in dit hoofdstuk gepresenteerde analyse zijn mogelijk (sterk) afhankelijk van de gekozen geotechnische parameters en het dwarsprofiel van het dijklichaam. Het verdient aanbeveling om hier nader aandacht aan te besteden in het onderzoek naar de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect.
- Er is geen rekening gehouden met overspannen water in een eerste watervoerend pakket direct onder een dunne deklaag aan de binnentaludzijde, hetgeen goed denkbaar is in het rivierengebied (Streefkerk).

## 4 Ruimtelijke variatie van korrelkarakteristieken

Om het ruimtelijke variatiegedrag van korrelkarakteristieken te verduidelijken wordt gebruik gemaakt van de resultaten van grondonderzoek die zijn verkregen ten behoeve van het ontwerp van het vierde spaarbekken Jannezand te Hank. Ter plaatse van Hank (ten oosten van de Biesbosch) bestaat in het kort gezegd de ondergrond uit een Holocene deklaag (Westland-formatie) met een gemiddelde dikte van 5 m waarin afwisselend klei- en veenlagen voorkomen. Tevens worden zandlagen in het Holocene pakket aangetroffen. Deze Holocene deklaag kent in het gebied rond de Biesbosch een zeer gevarieerd patroon, veroorzaakt door geologische processen en menselijk ingrijpen. Onder het Holoceen wordt het Pleistocene zand aangetroffen (Formatie van Kreftenheije, Formatie van Twente). Deze zandlaag is vanaf het Midden-Pleistoceen afgezet door rivieren. Gedurende de laatste ijstijd (Weichselien) is op sommige locaties door windinvloeden een laag fijn zand afgezet die behoort tot de formatie van Twente. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op het verduidelijken van korrelkarakteristieken van het Pleistocene zand (gemiddelde diepte NAP -5 m tot NAP -25 m).

### 4.1 Analyse van sonderingsgegevens van het spaarbekken Jannezand

Het verduidelijken van het ruimtelijke variatiegedrag van korrelkarakteristieken van het Pleistocene zand kan worden weergegeven door de korrelkarakteristieken te koppelen aan de doorlatendheid van de zandlaag. In de literatuur zijn verschillende empirische formules te vinden die deze relatie weergeven. Een veel gehanteerde relatie is de formule van Hesen-Sellheim:

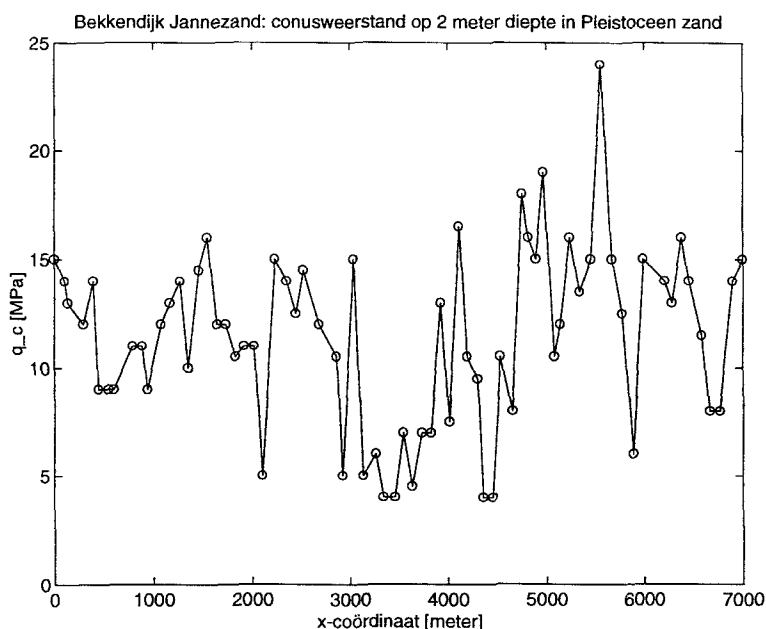
$$k = 6,5 \cdot \frac{d_{10}^2 + d_{50}^2}{10.000} \cdot 1,027$$

met:

$k$	=	doorlatendheid [m/dag]
$d_{10}$	=	korrelgrootte waarbij 10% van de fractie kleiner is.
$d_{50}$	=	korrelgrootte waarbij 50% van de fractie kleiner is.

De korrelkarakteristieken worden bepaald aan de hand van zevingen. Ten behoeve van het voorontwerp van het vierde spaarbekken Jannezand zijn 17 boringen uitgevoerd, waarbij per boring voor iedere strekkende meter een monster is genomen waarop een zeefanalyse is uitgevoerd. In Bijlage A is een overzichtskaart weergegeven waarop de binnen de contouren van de bekendijk uitgevoerde boringen en sonderingen staan weergegeven. In deze kaart staan tevens drie raaien (raai 1 t/m raai 3) getekend die zijn gehanteerd om de ruimtelijke variabiliteit van de doorlatendheid van het Pleistocene zand weer te geven (op verschillende diepteniveaus). In Bijlage C staan voor de drie verschillende raaien de doorlatendheid (zie formule) van het Pleistocene zand op verschillende niveaus weergegeven. Op het oog lijkt het alsof ten aanzien van de doorlatendheid de stationariteitsaanname geldig is; in de figuren kan niet duidelijk een trend worden aangewezen. In de figuren is tevens te zien dat er hier en daar grote variaties in de doorlatendheid tussen onderlinge locaties worden waargenomen. Het aantal boringen per raai is beperkt en de onderlinge afstand is vrij groot (circa 400 m).

Een andere manier om de ruimtelijke variabiliteit van korrelkarakteristieken te verduidelijken is door middel van het vergelijken van de conusweerstand die gemeten wordt tijdens het uitvoeren van een sondering. De conusweerstand is dan een maat voor de mate van de pakking (los, matig of dichtgepakt) van de desbetreffende laag. Ten behoeve van het definitief ontwerp van de bekendijk

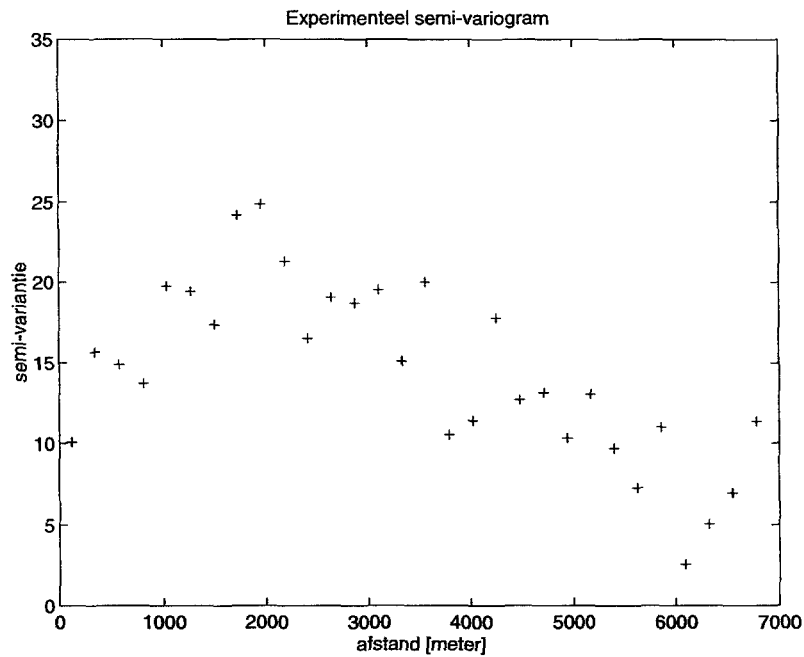


Figuur 4.1: Sonderingsgegevens in de vorm van de gemiddelde conusweerstand op 2 meter diepte van de bekkendijk van Janneezand.

om het vierde spaarbekken is een groot aantal sonderingen (hart op hart gemiddeld 100 m) langs het toekomstige tracé (lengte 7 km) van de dijk gemaakt in de Holocene deklaag tot 1 à 2 m in de onderliggende Pleistocene zandlaag. De locaties van de sonderingen staan in Bijlage B weergegeven. De gemiddelde conusweerstand van de bovenste 2 meter van het Pleistocene zand is voor alle sonderingen weergegeven in Figuur 4.1 en wel als functie van de x-coördinaat langs de ringdijk. Zo op het oog gezien kan in de figuur geen duidelijke trend worden onderscheiden en lijkt het alsof de stationariteitsaanname een rechtvaardige aanname is. Met behulp van een semi-variogram kan een maat voor de fluctuatieschaal van de gemiddelde conusweerstand (en dus de pakking van de zandlaag) worden bepaald. Omdat het metingen van een ringdijk betreft, is de eerste meting dezelfde als de laatste.

Een complicerende factor bij het schatten van de fluctuatieschaal  $D_x$  is dat de afstand tussen de metingen varieert van 36 tot 218 meter en niet - zoals in de standaardformule voor het schatten van semi-varianties (Vergelijking (5.1)) - steeds dezelfde is. Om toch een semi-variogram te maken zijn de sondeergegevens ingedeeld in een eindig aantal klassen van meetafstanden. Van elk paar sondeergegevens dat deel uitmaakt van een bepaalde klasse wordt vervolgens het kwadraat van het verschil van deze twee sondeergegevens uitgerekend. Per klasse worden deze kwadraten van de verschillen vervolgens gemiddeld over het aantal paren sondeergegevens dat deel uitmaakt van deze klasse.

In wiskundige termen kan het experimentele semi-variogram als volgt worden bepaald. Stel er zijn  $n$  sondeergegevens beschikbaar in de vorm van de gemiddelde conusweerstand op 2 meter diepte, die worden aangeduid met  $z_1, \dots, z_n$ . De x-coördinaat van  $z_i$  is  $x_i$ ,  $i=1, \dots, n$ . Per klasse  $k$ ,  $k=1, \dots, m$ , kan het gemiddelde van de kwadraten van verschillen worden geschreven als:



Figuur 4.2: Experimenteel semi-variogram van sonderingsgegevens over een afstand van 7000 meter met  $\Delta = 230$ .

$$\begin{aligned}
 u_k &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n (z_j - z_i)^2 I_{\{(k-1)\Delta, k\Delta\}}(x_j - x_i), \quad k = 1, \dots, m, \\
 v_k &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n I_{\{(k-1)\Delta, k\Delta\}}(x_j - x_i), \quad k = 1, \dots, m, \\
 y_k &= \frac{u_k}{v_k}, \quad k = 1, \dots, m,
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

waarbij  $I_A(x)$  is gedefinieerd als de indicatorfunctie met  $I_A(x) = 1$  voor  $x \in A$  en  $I_A(x) = 0$  voor  $x \notin A$ .

Aangezien er waarnemingen aan een ringdijk met een omtrek van  $o = 6893$  meter worden bestudeerd is de meetafstand tussen twee punten  $x_i$  en  $x_j$ ,  $j > i$ , het minimum van de twee afstanden  $x_j - x_i$  ('rechtsom') en  $o - (x_j - x_i)$  ('linksom'). Zo is de afstand tussen de twee meetpunten  $x_1 = 1000$  meter en  $x_2 = 6000$  meter gelijk aan het minimum van 5000 meter en 1893 meter, ofwel gelijk aan 1893 meter. Om rekening te houden met dit ringeffect kan de semi-variantie op de volgende wijze worden gecorrigeerd:

$$y_k = \frac{u_k + u_{m-k+1}}{v_k + v_{m-k+1}}, \quad k = 1, \dots, \frac{m}{2},
 \tag{4.2}$$

waarbij er voor het gemak van is uitgegaan dat  $m$  een even getal is.

Het experimentele semi-variogram kan nu worden bepaald met behulp van:

$$\frac{1}{2} \gamma_p^* \left( \frac{[k-1]\Delta + k\Delta}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma_p^* \left( \left[ k - \frac{1}{2} \right] \Delta \right) = \frac{y_k}{2}, \quad k = 1, \dots, \frac{m}{2}.$$

Op basis van de sondeergegevens in Figuur 4.1 zijn twee experimentele semi-variogrammen opgesteld en wel voor de afstanden tussen 0 tot 7000 meter en tussen 0 tot 3500 meter (zie respectievelijk Figuur 4.2 en 4.3). Hierbij zijn de meetafstanden ingedeeld in 30 klassen ter grootte van  $\Delta = 230$  meter. Deze lengte is zodanig gekozen dat er in ieder interval tenminste 1 sondeerwaarneming beschikbaar is (de grootste afstand tussen twee sondeerwaarnemingen is 218 meter). In de semi-variogrammen van de Figuren 4.2 en 4.3 is respectievelijk *niet* en *wel* rekening gehouden met het ringeffect (op basis van de respectieve Vergelijkingen (4.1) en (4.2)). In Figuur 4.2 is duidelijk te zien dat de semi-variantie eerst toeneemt (voor afstanden van 0 tot 3500 meter) om later weer af te nemen naar nul (voor afstanden van 3500 tot 7000 meter). Zoals hierboven is uitgelegd komt dit doordat de eerste sondeerwaarneming dezelfde is als de laatste, wat dus resulteert in een semi-variantie gelijk aan 0 en een correlatiecoëfficiënt gelijk aan 1. De fluctuatieschaal kan dan ook alleen worden geschat met behulp van het experimentele semi-variogram in Figuur 4.3.

Op basis van de experimentele semi-varianties in Figuur 4.3 kan de bijbehorende fluctuatieschaal worden geschat met behulp van de volgende relatie tussen het semi-variogram en de autocorrelatiefunctie:

$$\frac{1}{2} \gamma_p \left( \left[ k - \frac{1}{2} \right] \Delta \right) = C_0 + C \cdot \left\{ 1 - \rho \left( \left[ k - \frac{1}{2} \right] \Delta \right) \right\} = C_0 + C \cdot \left\{ 1 - \exp \left( - \left[ \left[ k - \frac{1}{2} \right] \frac{\Delta}{D_x} \right]^2 \frac{\pi}{4} \right) \right\},$$

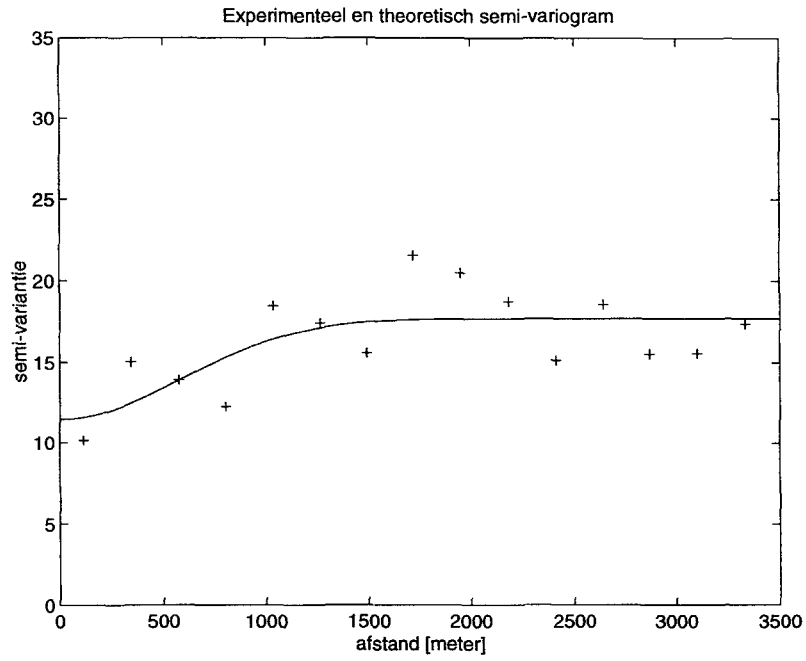
$k = 1, \dots, m/2$ , waarbij  $C_0$  de 'nugget'-variantie en  $\sigma_p^2 = C_0 + C$  de 'sill'-variantie is. De autocorrelatiefunctie  $\rho(x)$  is gelijk verondersteld aan de kwadratisch-exponentiële autocorrelatiefunctie in Vergelijking (2.1). Het semi-variogram dat is samengesteld uit de 'nugget'-variantie, de 'sill'-variantie en de autocorrelatiefunctie is het theoretische semi-variogram.

Gegeven de sondeerwaarnemingen zijn de 'nugget'-variantie  $C_0$ , de 'sill'-variantie  $C_0 + C$  en de fluctuatieschaal  $D_x$  geschat met behulp van een (in MATLAB geschreven) kleinste-kwadradenmethode, en wel voor  $\Delta = 230$  (Figuur 4.3),  $\Delta = 98$  (Figuur 4.4) en  $\Delta = 36$  (Figuur 4.5). Merk op dat  $\Delta = 230$  correspondeert met de grootste meetafstand van 218 meter en dat  $\Delta = 36$  correspondeert met de kleinste meetafstand van 36 meter. De resultaten van de kleinste-kwadradenmethode zijn te vinden in Tabel 4.1. Vanwege de kleinere spreiding in de berekende semi-varianties wordt de voorkeur gegeven voor de schattingen in het geval van  $\Delta = 230$  met een 'nugget'-variantie van 11.5, een 'sill'-variantie van 17.7 en een fluctuatieschaal van 725 meter.

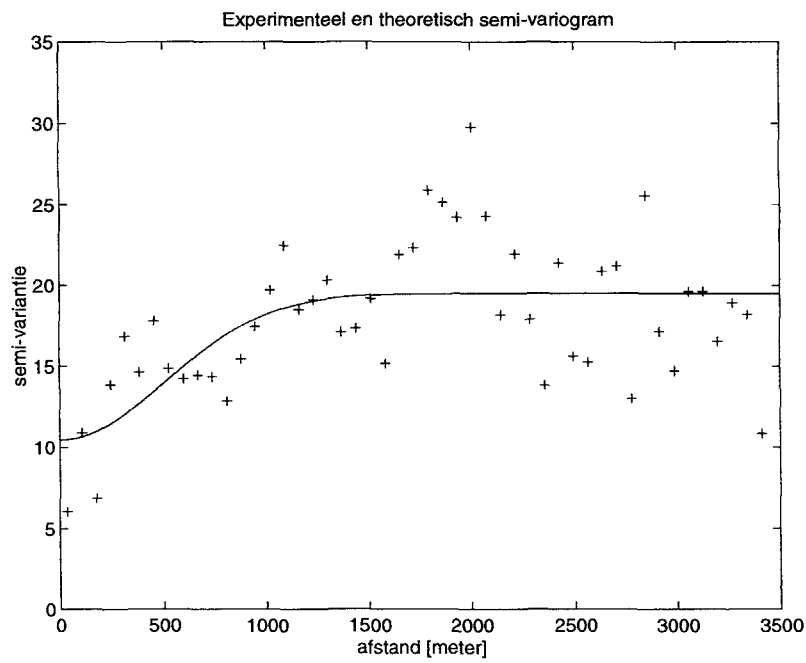
Vakgrootte $\Delta$	230 meter	98 meter	36 meter
$m$	30	70	190
'nugget'-variantie $C_0$ [MPa <sup>2</sup> ]	11.5	10.5	10.5
$C$ [MPa <sup>2</sup> ]	6.2	9.0	6.8
'sill'-variantie $C_0 + C$ [MPa <sup>2</sup> ]	17.7	19.5	17.3
fluctuatieschaal $D_x$ [m]	725	694	634

Tabel 4.1: Geschatte 'nugget'-variantie, 'sill'-variantie en fluctuatieschaal op basis van sonderingsgegevens (gemiddelde conusweerstand op 2 meter diepte) van de bekendijk van Jannezand.

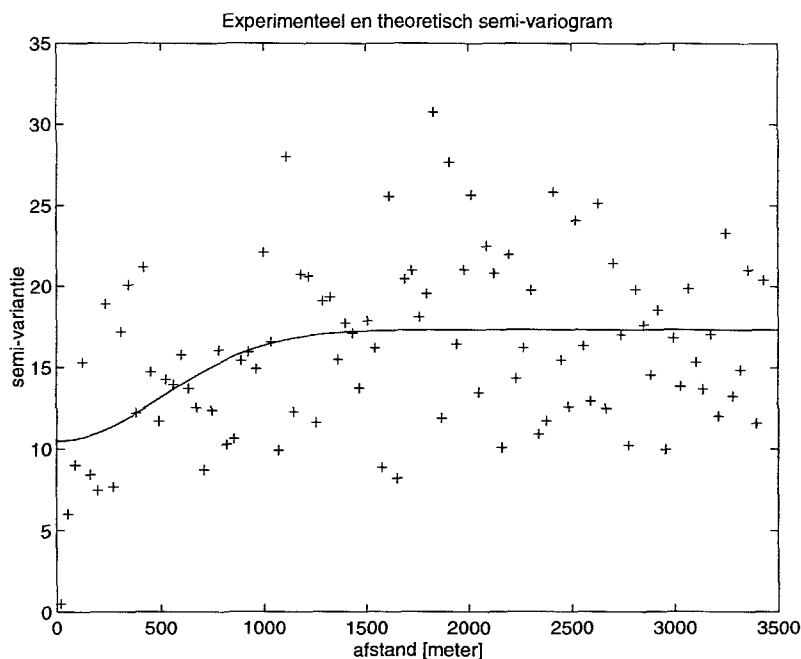




Figuur 4.3: Experimenteel en theoretisch semi-variogram van sonderingsgegevens over een afstand van 3500 meter met  $\Delta = 230$  meter.



Figuur 4.4: Experimenteel en theoretisch semi-variogram van sonderingsgegevens over een afstand van 3500 meter met  $\Delta = 230$  meter.



Figuur 4.5: Experimenteel en theoretisch semi-variogram van sonderingsgegevens over een afstand van 3500 meter met  $\Delta = 36$  meter.

Tijdens de uitvoering van de tweede fase van het project 'Lengte-effecten' waren van bovenstaande sonderingsgegevens voornamelijk alleen de x-coördinaten bekend. Aangezien de sonderingsgegevens echter betrekking hebben op een ringdijk is dit - theoretisch gezien - onjuist. Idealiter zou de fluctuatieschaal immers moeten worden geschat op basis van de (x,y)-coördinaten. Tegen het einde van de tweede fase kwamen deze (x,y)-coördinaten echter alsnog ter beschikking. Vandaar dat er door drs. A. Roos van de DWW een nieuwe analyse is gedaan met behulp van het pakket GEOEAS. Uit deze GEOEAS-berekeningen volgen "op het oog" een 'nugget'-variantie van  $C_0 = 7.7$ , een 'sill'-variantie van  $C_0 + C = 17.0$  en een invloedslengte ('range of influence') van  $x_{0.95} = 400$  meter. In GEOEAS is de invloedslengte gedefinieerd als de afstand  $x_{0.95}$ , waarbij de semi-variogramwaarde gelijk is aan 95% van de 'sill'-variantie. In wiskundige termen betekent dit dat

$$C_0 + C \cdot \left\{ 1 - \exp\left(-\left[\frac{x_{0.95}}{D_x}\right]^2 \frac{\pi}{4}\right)\right\} = 0.95 \cdot (C_0 + C),$$

ofwel dat de fluctuatieschaal gelijk is aan

$$D_x = \frac{x_{0.95}}{\sqrt{-\frac{4}{\pi} \ln\left(\frac{C_0 + C}{20 \cdot C}\right)}}. \quad (4.3)$$

Bij een invloedslengte van 400 meter volgt zo een fluctuatieschaal van  $D_x = 229$  meter. Dat de gevonden fluctuatieschaal nu kleiner is, is niet verwonderlijk aangezien de afstanden langs de ringdijk uiteraard groter zijn dan de directe afstanden. Wel dient er te worden opgemerkt dat de statistische onzekerheid vrij groot is.

Verder dient er nog te worden opgemerkt dat de ruimtelijke variatie slechts voor een deel wordt gekarakteriseerd door de fluctuatieschaal. De bijdrage van de 'nugget'-variantie is immers vrij groot, wat waarschijnlijk te wijten is aan een te grote meetafstand en daardoor een te grote statistische onzekerheid. Tevens valt op, dat de geschatte fluctuatieschaal vrij groot is in vergelijking met de gangbare aangenomen fluctuatieschalen van 50 à 100 meter. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de statistische aanwezigheid van meer dan één fluctuatieschaal. Hoe kleiner de schaal waarop gemeten wordt, des te meer fluctuatieschalen kunnen er immers worden geïdentificeerd.

## 4.2 Conclusie

Aan de hand van bovenstaande exercitie blijkt dat de fluctuatieschaal van de gemiddelde conusweerstanden in de bovenste twee meter van het Pleistocene zandpakket langs het tracé van de bekendijk ruim 200 m bedraagt. Hierbij worden de volgende kanttekeningen geplaatst:

- Het is de vraag of deze fluctuatieschaal ook vertaald kan worden naar een fluctuatieschaal voor de korrelkarakteristieken zoals de korrelverdeling. De conusweerstand geeft op zich echter alleen informatie omtrent de pakking van de zandlaag, maar geen directe informatie omtrent de korrelverdeling (fijn zand kan net zo goed vast gepakt zijn als grof zand). Het wrijvingsgetal dat tevens gemeten wordt tijdens het sonderen kan echter meer informatie geven. Het is echter zo dat aan de hand van het wrijvingsgetal alleen maar kan worden bepaald of het relatief fijn zand of grof zand betreft.
- Er dient te worden opgemerkt dat de ruimtelijke variatie slechts voor een deel wordt gekarakteriseerd door de fluctuatieschaal. De bijdrage van de 'nugget'-variantie is vrij groot, wat waarschijnlijk te wijten is aan een te kleine meetafstand.
- Er valt op, dat de geschatte fluctuatieschaal vrij groot is in vergelijking met de gangbare aangenomen fluctuatieschalen van 50 à 100 meter. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de statistische aanwezigheid van meer dan één fluctuatieschaal. Hoe kleiner de schaal waarop gemeten wordt, des te meer kleinere fluctuatieschalen kunnen er immers worden geïdentificeerd.
- In het algemeen wordt op basis van 'engineering judgement' en ervaring vaak verondersteld dat de fluctuatieschaal van korrelkarakteristieken zoals korrelverdeling (doorlatendheid) circa 50 à 100 m bedraagt. Gezien het geringe aantal boringen dat per raai gemaakt is in het toekomstige spaarbekken Jannezand, en de relatief grote afstand tussen de boringen onderling, zijn geen semi-variogrammen van de doorlatendheid gemaakt.



## 5 Ruimtelijke variatie van golfhoogte

Het doel van dit hoofdstuk is het verduidelijken van het ruimtelijk variatiegedrag van golfhoogte, golfperiode en kritiekoverslagdebiet ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten voor het faalmechanisme overslag. Een probleem bij het verduidelijken van dit ruimtelijk variatiegedrag is dat de bestaande waarnemingsreeksen voor het schatten van een fluctuatieschaal vaak niet bruikbaar zijn. Ook al zijn er van golfhoogtes niet veel directe waarnemingen bekend, toch kunnen indirecte waarnemingen ons wellicht van dienst zijn om een indruk te krijgen van het ruimtelijk variatiegedrag van golfhoogtes. Zo zijn de IJsselmeermodellen WAQUA en HISWA gecalibreerd aan de hand van waarnemingen (§ 5.1) en zijn er in Zeeland waarnemingen beschikbaar van veekhoogtes (§ 5.2).

### 5.1 Calibratiegegevens voor de modellen WAQUA en HISWA

Aan de hand van resultaten van de IJsselmeermodellen WAQUA en HISWA, geleverd door RIZA wordt getracht het ruimtelijke variatiegedrag van de golfhoogte te verduidelijken. Het betreft hier de uitvoerpunten langs de dijk van de Noordoostpolder tussen Urk en Rotterdamse Hoek (zie figuur in Bijlage D). Het betreft hier de volgende situatie:

- IJsselmeerpeil: NAP -0,10 m;
- Windsnelheid 28 m/s;
- Windrichting: 300°.

In Bijlage D zijn verder achtereenvolgens aangegeven: de posities van de punten, de waterstand langs de dijk, de significante golfhoogte en de gemiddelde golfperiode. Tussen de punten 50 en 55 bevindt zich een ondiepte.

Aan de hand van de figuur waarin de significante golfhoogte wordt weergegeven kan niet eenduidig een fluctuatieschaal worden bepaald. Er kan alleen worden gesteld dat er stukken zijn waar de fluctuatieschaal gemiddeld ongeveer 2 tot 4 punten lijkt te bedragen, hetgeen overeenkomt met een lengte van 400 tot 800 m, maar dat er ook stukken zijn waar de fluctuatieschaal erg klein is namelijk 0,5 punt of kleiner, hetgeen overeenkomt met een lengte van 100 m of kleiner. Hierbij speelt het profiel van het voorland een grote rol.

In het algemeen is de golfhoogte van vele factoren afhankelijk (waaronder het bodemprofiel), waardoor de ruimtelijke variatie van golven van geval tot geval wisselt. Het is derhalve ook niet mogelijk om te spreken van een universele fluctuatieschaal van golfkarakteristieken zoals de significante golfhoogte. In Bijlage E wordt hier nader op ingegaan.

Een goede mogelijkheid om op een goedkope en efficiënte manier inzicht te krijgen in de ruimtelijke variatie van de golfhoogte langs een dijkkring is het waarnemen van veekranden.

### 5.2 Veekhoogtewaarnemingen Zeeland

In het navolgende zal een analyse van een aantal veekhoogtewaarnemingen worden gepresenteerd. Het betreft veekhoogtes [m] boven de stormvloedhoogwaterstand van de storm van 14 december 1973 opgemeten tussen Borssele en Ellewoutsdijk. Deze gegevens zijn ter beschikking gesteld door Ing. P. Roelse van het Rijksinstituut van Kust en Zee te Middelburg. Naast de gegevens uit 1973 zijn er nog gegevens beschikbaar van stormen van onder meer 1954, 1958 en 1961. Vooralsnog zijn alleen de gegevens van 1973 geanalyseerd. Er is om de circa 100 meter gemeten en wel over een afstand van ongeveer 7.5 km (zie Figuur 5.1). In de figuur is

tevens te zien dat er sprake is van twee stationaire stukken, één met een verwachte veekhoogte van 0.37 meter en één met een verwachte veekhoogte van 1.16 meter (zie ook Tabel 5.1).

Om voor beide stationaire stukken de fluctuatieschaal te kunnen schatten zijn van de gemeten veekhoogtes twee experimentele semi-variogrammen gemaakt (zie Figuur 5.2). Stel de gemeten veekhoogtes worden aangeduid met  $z_i$ ,  $i = 1, \dots, n$ , waarbij  $z_i$  de veekhoogte is met een x-coördinaat gelijk aan  $(i-1)\Delta$ ,  $i = 1, \dots, n$ . De semi-varianties kunnen nu worden geschat met behulp van de formule [zie Grondmechanica Delft (1996b)]:

$$\frac{1}{2} \gamma_p^*(k\Delta) = \frac{1}{2(n-k)} \sum_{i=1}^{n-k} (z_i - z_{i+k})^2, \quad k = 1, 2, \dots, n-1. \quad (5.1)$$

In Figuur 5.2 is de functie  $\gamma_p^*(k\Delta)/2$ , het zogenoemde experimentele semi-variogram, twee maal uitgezet voor alle  $k = 1, \dots, n-1$ , en wel voor de twee stationaire stukken afzonderlijk. Op basis van bovenstaande experimentele semi-varianties kunnen de bijbehorende fluctuatieschalen worden geschat met behulp van de volgende relatie tussen het semi-variogram en de autocorrelatiefunctie:

$$\frac{1}{2} \gamma_p(k\Delta) = C_0 + C \cdot \{1 - \rho(k\Delta)\} = C_0 + C \cdot \left\{ 1 - \exp\left(-\left[\frac{k\Delta}{D_x}\right]^2 \frac{\pi}{4}\right) \right\},$$

waarbij  $C_0$  de 'nugget'-variantie,  $\sigma_p^2 = C_0 + C$  de 'sill'-variantie en  $\rho(x)$  gelijk is verondersteld aan de kwadratisch-exponentiële autocorrelatiefunctie in Vergelijking (2.1). Het semi-variogram dat is samengesteld uit de 'nugget'-variantie, de 'sill'-variantie en de autocorrelatiefunctie heet ook wel het theoretische semi-variogram. Gegeven de veekhoogtewaarnemingen zijn de 'sill'-varianties en de fluctuatieschalen geschat met behulp van een kleinste-kwadratenmethode waarbij de 'nugget'-varianties "op het oog" gekozen zijn (zie Tabel 5.1 en Figuur 5.2). De geschatte fluctuatieschalen zijn iets groter dan de afstand tussen de metingen. Het aantal metingen is dan ook wellicht onvoldoende voor het nauwkeurig schatten de fluctuatieschaal, die ongeveer honderd meter is.

Voor x-coördinaten tussen 3214-7500 meter zijn bovenstaande berekeningen met behulp van het pakket GEOEAS geverifieerd. Uit deze GEOEAS-berekeningen, uitgevoerd door drs. A. Roos van de DWW, volgen op het oog een 'nugget'-variantie van  $C_0 = 0$ , een 'sill'-variantie van  $C_0 + C = 0.06$  en een invloedslengte ('range of influence') van  $x_{0.95} = 200$  meter. Op basis van Vergelijking (4.3) volgt dan een fluctuatieschaal van  $D_x = 102$  meter. Ook al is de betrouwbaarheid van het resultaat kleiner, toch kan de fluctuatieschaal ook op basis van het aantal doorsnijdingingen van het nulniveau worden geschat. Zo is volgens Meermans (1997) het verwachte aantal opwaartse doorsnijdingen van het nulniveau per lengte-eenheid bij benadering te schrijven als

$$E(N_{0\uparrow}) = \frac{\sqrt{-\rho''(0)}}{2\pi} = \frac{\sqrt{\frac{\pi}{2D_x^2}}}{2\pi} = \frac{1}{2\sqrt{2\pi} \cdot D_x}$$

ofwel

$$D_x = \frac{1}{2\sqrt{2\pi} \cdot E(N_{0\uparrow})}.$$

Bij een aantal opwaartse doorsnijdingen van het nulniveau ter grootte van 5 over een lengte van 4072 meter is de fluctuatieschaal gelijk aan  $D_x = 162$  meter. In dit verband kan worden opgemerkt dat het mogelijke verschil in de fluctuatieschaal kan worden veroorzaakt door het betrekkelijk kleine aantal gegevens, zodat de statistische onzekerheid vrij groot is.

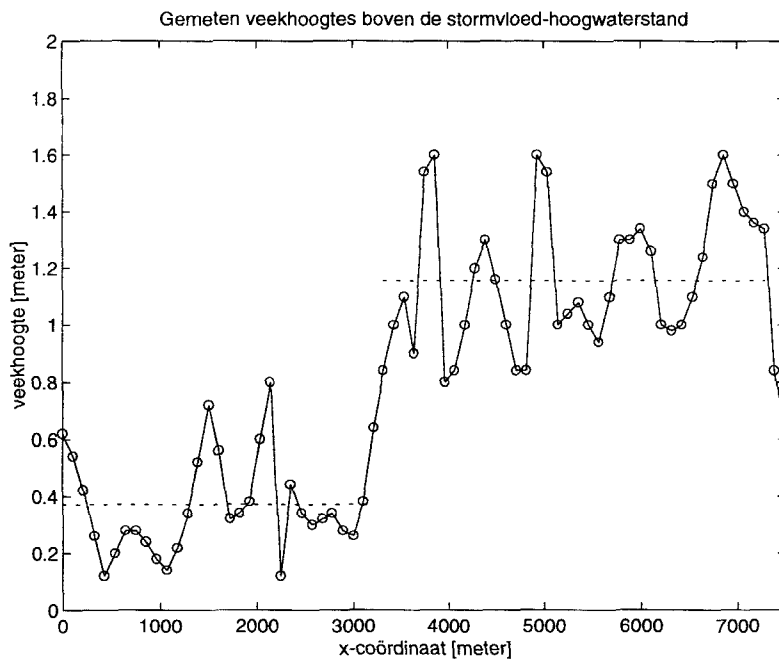
Omdat de gevonden fluctuatieschaal van veekhoogtewaarnemingen vrij klein is, is het aan te bevelen om bij het ontwerpen van dijkvakken rekening te houden met een ruimtelijk fluctuatiedrag van veekhoogtes en daarmee dus ook van golfhoogtes. Deze aanbeveling wordt nog eens versterkt door een analyse van tijdens de watersnoodramp van 1953 doorgebroken dijken [zie Roelse & Bakker (1978,1986)].

x-coördinaat	0-3214 meter	3214-7500 meter
verwachte veekhoogte [m]	0.37 meter	1.16 meter
afstand tussen 2 metingen ( $\Delta$ ) [m]	107 meter	107 meter
'nugget'-variantie $C_0$ [m <sup>2</sup> ]	0.01	0.02
$C$ [m <sup>2</sup> ]	0.02	0.04
'sill'-variantie $C_0 + C$ [m <sup>2</sup> ]	0.03	0.06
geschatte fluctuatieschaal ( $D_x$ ) [m]	138 meter	118 meter

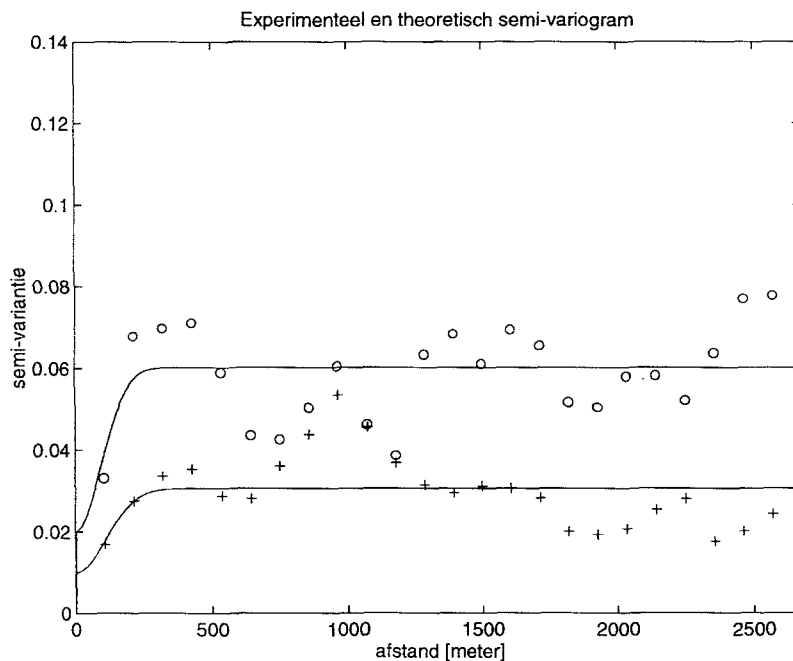
Tabel 5.1: Geschatte parameters voor het modelleren van het ruimtelijk variatiegedrag van veekhoogtes boven de stormvloed-hoogwaterstand van 14 december 1973 tussen Borssele en Ellewoutsdijk.

### 5.3 Conclusie

Uit een analyse van Zeeuwse veekrandwaarnemingen blijkt dat de fluctuatieschaal ongeveer honderd meter is. Het is dan ook aan te bevelen om bij het ontwerpen van dijkvakken rekening te houden met een ruimtelijk fluctuatiedrag van veekhoogtes en daarmee dus ook van golfhoogtes. Wat betreft de golfhoogte-variantie langs de dijk van de Noordoostpolder kan vooraansnog geen goede schatting worden gemaakt van de fluctuatieschaal.



Figuur 5.1: Gemeten veekhoogtes boven de stormvloed-hoogwaterstand van 14 december 1973 tussen Borssele en Ellewoutsdijk .



Figuur 5.2: Experimenteel en theoretisch semi-variogram voor de twee stationaire gedeelten afzonderlijk: 0-3214 meter (+) en 3214-7500 meter (o).



## 6 Het modelleren van slechte dijkvakken

### 6.1 Inleiding

Aangezien de veiligheid van een dijkkring voor een belangrijk deel wordt bepaald door de statistische aanwezigheid van een slechtste dijkvak zou juist dit dijkvak moeten worden opgespoord en expliciet in een risico-analyse moeten worden betrokken. Een gevolg van het statistisch aanwezig zijn van een slechtste dijkvak is namelijk, dat de lengte-effectfactor dienovereenkomstig groot is. Er is immers pas echt sprake van lengte-effecten indien de mogelijkheid van falen enigszins gelijkmatig statistisch verdeeld is over een dijkkring of dijkvak.

In dit hoofdstuk zal worden onderzocht in hoeverre het verkleinen van de statistische onzekerheid in de sterkte of belasting van invloed is op de faalkans van een seriesysteem van dijkvakken. Enerzijds zal bij het meten van sterkte of belasting de bijdrage aan de faalkans ten gevolge van onzekerheden afnemen (hoe kleiner de statistische onzekerheid in de faalkans van een dijkvak, des te kleiner is statistisch gezien ook de faalkans van het seriesysteem van dijkvakken), anderzijds zal door identificatie van het 'slechtste' dijkvak de bijdrage aan de faalkans toenemen (hoe kleiner de gemiddelde sterkte van een dijkvak, des te groter is de faalkans van het dijkvak).

Omtrent het 'slechtste dijkvak' kunnen de volgende twee standpunten verdedigd:

1. Een slechtste dijkvak kan impliciet worden gemodelleerd door een in ruimte variërende sterkte of belasting te beschouwen als een zwak stationair stochastisch proces. Aangezien de sterkte dan is beschreven met behulp van een stochastisch proces, kent de sterkte zowel uitschieters naar boven als naar beneden. Ook bij een zwak stationair proces is er dus sprake van een slechtste geometrie. De beste en slechtste geometrieën worden uitgemiddeld door ze te beschouwen als een zwak stationair stochastisch proces met een bepaalde verwachting, spreiding en autocorrelatiefunctie. Door het beschouwen van de spreiding kan met eventuele zwakke plekken rekening worden gehouden. Een voordeel van deze aanpak is, dat het benodigde wiskundige model veel eenvoudiger is dan bij het introduceren van niet-stationariteiten.
2. Een slechtste dijkvak kan expliciet worden gemodelleerd door de bestudeerde dijkkringsectie op te hakken in stationaire stukken, waarbij het slechtste dijkvak een verwachte waarde heeft die significant slechter is dan de verwachte waarden van de betere dijkvakken. Het op deze wijze expliciet modelleren van het slechtste dijkvak heeft het voordeel, dat deze aanpak beter kan worden uitgelegd aan de beheerders. Vanuit geotechnisch oogpunt is er immers altijd wel sprake van het een of andere aanwijsbare slechtste dijkvak. Een nadeel van deze aanpak is dat het benodigde wiskundige model inherent ingewikkelder is. Men moet immers formeel nog steeds alle dijkvakken meenemen, terwijl het slechtste vak niet meer dan een ondergrens voor de faalkans levert. Het ophakken van een niet-stationair dijkkringgedeelte in kleinere stationaire stukken is verder alleen aan te bevelen indien de niet-stationariteit statistisch significant is, bijvoorbeeld bij de vergelijking van een pas versterkte dijk en een verouderde sluis. Het ruimtelijk variatiegedrag van de sterkte van elk type kunstwerk of dijk zou dan kunnen worden beschreven door de parameterwaarden van het geldende stationaire model anders te kiezen.

Deze twee standpunten zullen in dit hoofdstuk nader worden geanalyseerd.

## 6.2 Het uitmiddelen van de 'slechtste' dijkvakken

Tijdens de eerste workshopdag 'Lengte-effecten' is voorgesteld om de resultaten van de volgende twee probabilistische sommen met elkaar te vergelijken:

1. Beschouw 9 dijkvakken met een lengte van 333 meter, waarvoor de sterkte *binnen elk vak* als een zwak stationair proces kan worden beschouwd. De verwachte sterktes en spreidingen verschillen echter per dijkvak; de sterktes tussen de vakken onderling zijn bovendien positief gecorreleerd volgens een bepaalde autocorrelatiefunctie. Bereken de faalkans van de gezamenlijke dijkvakken als seriesysteem.
2. Benader bovenstaand seriesysteem door een dijkkringsectie van 9 dijkvakken met een lengte van 333 meter, waarvoor de sterkte *over de gehele lengte* van de dijkkringsectie wordt gemodelleerd als een zwak stationair proces. De verwachte sterktes en spreidingen zijn nu echter aan elkaar gelijk. Bereken ook nu de bijbehorende faalkans en vergelijk dit resultaat met de faalkans van het bovenstaande seriesysteem.

Op basis van deze exercitie kan tevens worden getoetst of de faalkans van een seriesysteem van dijkvakken inderdaad voornamelijk wordt bepaald door de faalkans van het slechtste dijkvak.

Achtereenvolgens zullen berekeningen worden gedaan, waarbij uitgegaan wordt van de autocorrelatiefunctie zoals weergegeven in Vergelijking (2.1). Hierbij zijn de uitgangspunten:

- De sterkte in de negen dijkvakken heeft een verwachting van 4 en een standaarddeviatie van 1.
- Drie dijkvakken hebben een verwachte sterkte van 4.5, drie dijkvakken hebben een verwachte sterkte van 4 en drie dijkvakken hebben een verwachte sterkte van 3.5. De gemiddelde sterkte over de negen dijkvakken is dus weer gelijk aan 4. De sterkte heeft in alle negen dijkvakken een kleinere standaarddeviatie.
- Negen dijkvakken hebben een verwachte sterkte van 4, terwijl de spreiding per dijkvak varieert.

## 6.3 Het probabilistisch model

Het doel is om de kans op overschrijding van een bepaalde faalgrens  $y$  uit te rekenen. Hiertoe wordt de sterkte in dijkvak  $i$  gedefinieerd als de stochast  $R_i$ , met  $i=1, \dots, n$  en  $n=9$ . De kans op overschrijding van de faalgrens  $y$  kan nu eenvoudig worden geschreven als de kans dat het minimum van  $R_1, \dots, R_n$  kleiner dan of gelijk is aan  $y$ , ofwel

$$p = \Pr\{\min(R_1, \dots, R_n) \leq y\} = 1 - \Pr\{R_1 > y, \dots, R_n > y\}, \quad (6.1)$$

waarbij de stochastische vector  $\mathbf{R} = (R_1, \dots, R_n)$  een  $n$ -dimensionale normale verdeling heeft met verwachte waarden en standaarddeviaties respectievelijk gelijk aan

$$E(R_i) = \mu_i = 4, \quad \text{Sdv}(R_i) = \sigma_i = 1, \quad \beta_i = [\mu_i - y] / \sigma_i, \quad i = 1, \dots, n, \quad n = 9$$

alsmede een correlatiecoëfficiënt gelijk aan

$$\rho_{ij} = \rho(|j - i|), \quad 0 \leq \rho_{ij} \leq 1, \quad i, j = 1, \dots, n, \quad n = 9,$$

met de autocorrelatiefunctie  $\rho(x)$  gedefinieerd als de kwadratisch-exponentiële functie

$$\rho(x) = \exp\left(-\left[\frac{x}{D_x}\right]^2 \frac{\pi}{4}\right), \quad D_x = \int_{x=0}^{\infty} \rho(x) dx,$$

waarbij  $D_x$  de fluctuatieschaal en  $x$  de afstand tussen de twee punten. De covariantie is gelijk aan

$$\text{Cov}(R_i, R_j) = \rho_{ij} \sigma_i \sigma_j, \quad i, j = 1, \dots, n, \quad n = 9.$$

De grootheid  $\beta_i$  wordt ook wel de betrouwbaarheidsindex ('reliability index') van dijkvak  $i$  genoemd,  $i = 1, \dots, n$ . In dit verband zij opgemerkt dat een zwak stationair proces niet gedefinieerd hoeft te zijn met betrekking tot dijkvakken van gelijke lengte. Het rekenen op basis van dijkvakken van gelijke lengte is eenvoudiger en resulteert veelal in een goede benadering.

Eenvoudige boven- en ondergrenzen van de faalkans in Vergelijking (6.1) worden bepaald door de onder- en bovengrens van de correlatiecoëfficiënt. Zo correspondeert de bovengrens van de faalkans met volledige onafhankelijkheid, dat wil zeggen met een correlatiecoëfficiënt gelijk aan 0 ( $\rho_{ij} = 0$  voor elke  $i, j = 1, \dots, n$ ), ofwel

$$p = \Pr\{\min(R_1, \dots, R_n) \leq y\} \leq 1 - \prod_{i=1}^n [1 - \Phi(-\beta_i)] = p_b \tag{6.2}$$

met  $\Phi(x)$  de cumulatieve standaardnormale kansverdelingsfunctie in het punt  $x$ . De ondergrens van de faalkans correspondeert met volledige afhankelijkheid, dat wil zeggen met een correlatiecoëfficiënt gelijk aan 1 ( $\rho_{ij} = 1$  voor elke  $i, j = 1, \dots, n$ ), ofwel

$$p = \Pr\{\min(R_1, \dots, R_n) \leq y\} \geq 1 - \min_{i=1, \dots, n} [1 - \Phi(-\beta_i)] = \max_{i=1, \dots, n} \Phi(-\beta_i) = p_o. \tag{6.3}$$

Indien  $\beta_i = \beta$ ,  $i = 1, \dots, n$ , dan reduceren bovenstaande onder- en bovengrens tot de grenzen:

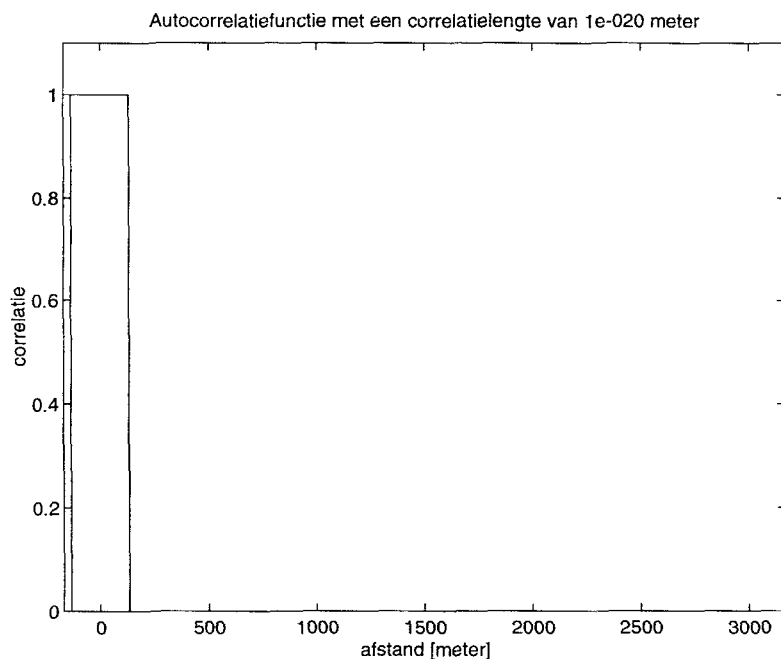
$$q = \Phi(-\beta) \leq p = \Pr\{\min(R_1, \dots, R_n) \leq y\} \leq 1 - [1 - \Phi(-\beta)]^n = 1 - [1 - q]^n. \tag{6.4}$$

Voor zeer kleine kansen  $q = \Phi(-\beta)$  kan de bovengrens worden benaderd door  $n \Phi(-\beta) = nq$ . Aangezien de correlatiecoëfficiënt bij een grotere afstand tussen de sterktes in twee punten in ons geval afneemt tot nul, zal de correlatiecoëfficiënt  $\rho_{ij}$  over het algemeen niet gelijk zijn aan 0 of 1, maar er juist tussenin liggen. Gegeven een naar 0 afnemende autocorrelatiefunctie kan de kans  $p$  worden benaderd door

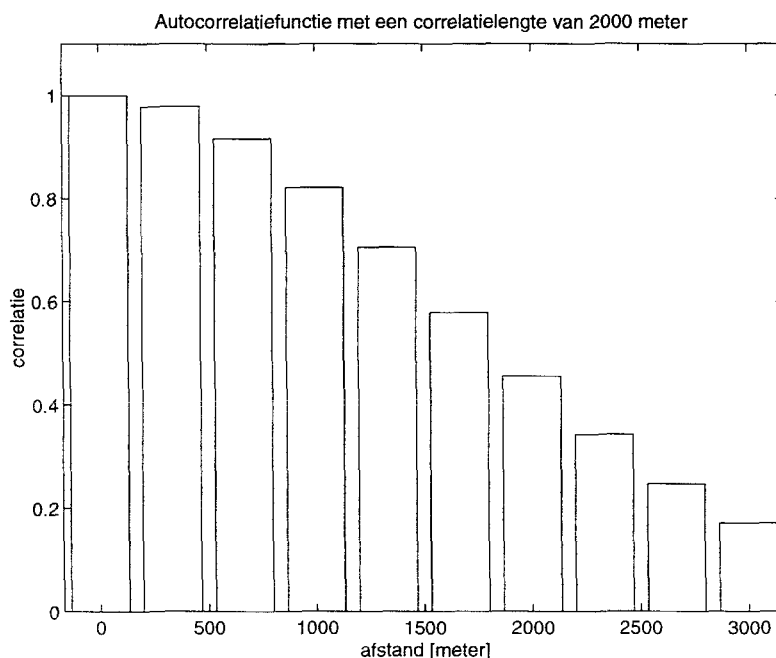
$$q = 1 - [1 - q]^1 \leq p = \Pr\{\min(R_1, \dots, R_n) \leq y\} \approx 1 - [1 - q]^x \leq 1 - [1 - q]^n. \tag{6.5}$$

met  $q = \Phi(-\beta)$  en  $1 \leq x \leq n$ .

De vraag is nu op welke wijze de kans dat het minimum van de sterktes  $R_1, \dots, R_n$  kleiner dan of gelijk is aan de faalgrens  $y$  kan worden berekend. Aangezien er sprake is van afhankelijkheid tussen de sterktes  $R_1, \dots, R_n$  is het niet mogelijk om de faalkans analytisch uit te rekenen. We zullen dan ook onze toevlucht moeten nemen tot een benaderingsmethode [zoals de onder- en bovengrenzen van Ditlevsen; zie Ditlevsen & Madsen (1996, Hoofdstuk 6)] of tot een Monte-Carlo-integratiemethode [zoals 'dependent sampling', 'importance sampling' of 'directional sampling'; zie Ditlevsen & Madsen (1996, Hoofdstuk 9)]. Aangezien een aangepaste Monte-Carlo-simulatie voor ons doel het meest geschikt is, zullen de faalkansen met behulp van simulatie worden uitgerekend. Achtereenvolgens zal nader worden ingegaan op respectievelijk 'dependent sampling' en 'directional importance sampling'.



Figuur 6.1: De autocorrelatiefunctie bij een fluctuatieschaal die nagenoeg gelijk is aan 0 meter (onafhankelijkheid).

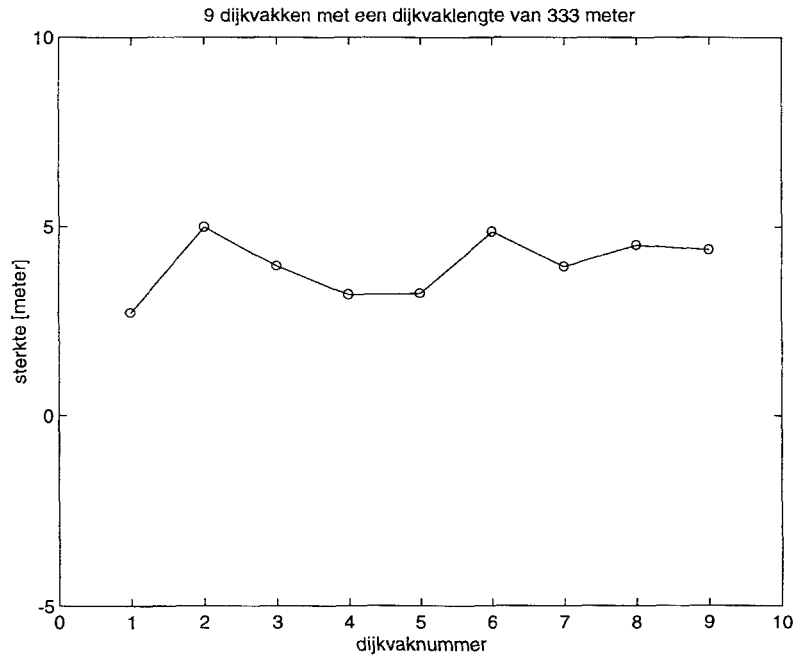


Figuur 6.2: De autocorrelatiefunctie bij een fluctuatieschaal die gelijk is aan 2000 meter (afhankelijkheid).

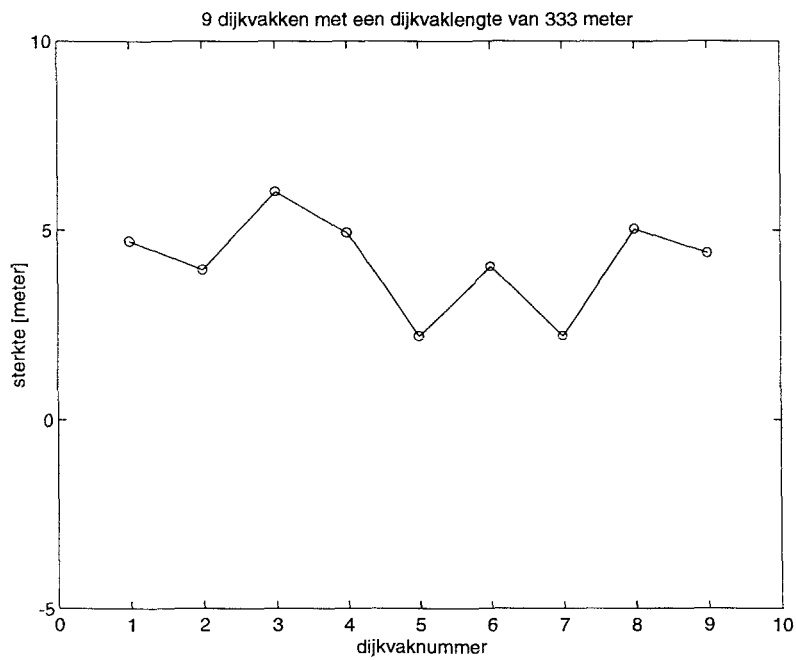
Bij 'dependent Monte-Carlo sampling' worden trekkingen gedaan uit een meerdimensionale normale verdeling. Om rekening te kunnen met de correlaties tussen de stochastische sterktes  $R_1, \dots, R_n$  gaat het 'random' trekken van één realisatie  $(r_1, \dots, r_n)$  als volgt: eerst wordt een realisatie  $r_1$  getrokken uit de marginale verdeling van  $R_1$ , vervolgens een realisatie  $r_2$  uit de conditionele verdeling van  $R_2$  gegeven dat  $R_1 = r_1$ , een realisatie  $r_3$  uit de conditionele verdeling van  $R_3$  gegeven dat  $R_1 = r_1$  en  $R_2 = r_2$ , ..., en ten slotte een realisatie  $r_n$  uit de conditionele verdeling van  $R_n$  gegeven dat  $R_1 = r_1, \dots, R_{n-1} = r_{n-1}$ . Een handige eigenschap van de meerdimensionale normale verdeling is dat zowel de marginale kansverdelingen als bovenstaande conditionele kansverdelingen weer normale verdelingen zijn [voor de wiskundige details zij verwezen naar Feller (1966, Hoofdstuk 3)]. Voor het wiskundig afleiden van deze conditionele kansverdelingen dient overigens de inverse van de covariantiematrix te worden bepaald. Voor het uitvoeren van een 'dependent Monte-Carlo sampling' is een MATLAB-programma geschreven.

Ter illustratie is in de Figuren 6.3 tot en met 6.6 een aantal trekkingen, die met behulp van 'dependent Monte-Carlo sampling' zijn verkregen, weergegeven. Het betreft een tweetal trekkingen in het geval van een fluctuatieschaal ter grootte van  $D_x = 10^{-20}$  meter (onafhankelijkheid: zie Figuur 6.1, 6.3 en 6.4) en een tweetal trekkingen in het geval van een fluctuatieschaal ter grootte van  $D_x = 2000$  meter (afhankelijkheid: zie Figuur 6.2, 6.5 en 6.6). De autocorrelatiefuncties behorende bij een fluctuatieschaal van  $10^{-20}$  en 2000 meter zijn respectievelijk weergegeven in Figuur 6.1 en 6.2. In de Figuren 6.3-6.6 is verder duidelijk te zien dat onafhankelijkheid een grotere variatie in de sterkte representeert dan afhankelijkheid. Hoe groter de afhankelijkheid, des te kleiner is immers het ruimtelijk variatiegedrag. Met behulp van 'dependent Monte-Carlo sampling' is het mogelijk om faalkansen te schatten in de orde van grootte van  $10^{-1}$ . Een nadeel van de hiervoor beschreven 'dependent Monte-Carlo sampling'-techniek is dan ook dat de benodigde rekentijd fors toeneemt indien veel kleinere faalkansen, in de orde van grootte van b.v.  $10^{-6}$ , moeten worden geschat. De kans dat trekkingen in het faalgebied vallen is immers eveneens zeer klein. Vandaar dan ook dat we op zoek zijn naar een aangepaste vorm van 'Monte-Carlo sampling'.

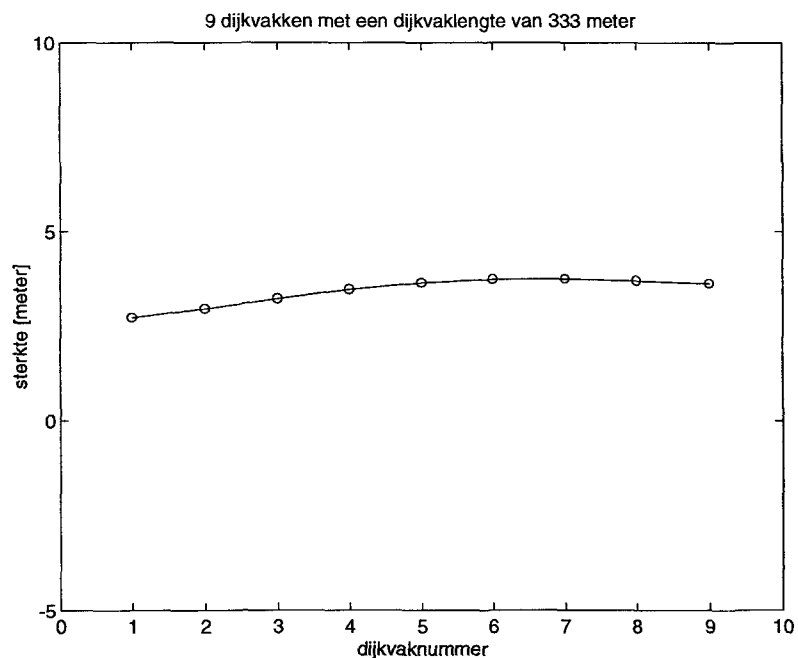
Een 'sampling'-techniek die ook kan worden toegepast bij het schatten van zeer kleine faalkansen is 'directional importance sampling'. Deze simulatietechniek komt ruwweg op het volgende neer, waarbij we voor de eenvoud uit zullen gaan van een tweedimensionale normale verdeling (uiteraard kan 'directional importance sampling' ook worden toegepast op meerdimensionale problemen). Bij tweedimensionale standaard-'dependent sampling' bestaat elke trekking uit zowel een x-coördinaat als een y-coördinaat. De faalkans kan dan worden geschat door de frequentie te bepalen waarmee de getrokken x- en y-coördinaten zich in het faalgebied bevinden. Bij 'directional importance sampling' worden - in plaats van deze zogenoemde cartesische coördinaten - poolcoördinaten getrokken en wel zodanig dat de hoek 'random' wordt getrokken, terwijl de kans dat de straal een waarde heeft waarbij falen optreedt analytisch kan worden uitgerekend. Bij het slim kiezen van de kansverdeling van de poolcoördinaten kunnen ook zeer kleine faalkansen (in een beperkt aantal gevallen) worden uitgerekend. Eén van die gevallen betreft gelukkig het bepalen van de kans dat het minimum van normaalverdeelde, eventueel afhankelijke, stochastische grootheden kleiner is dan een zekere faalgrens. De wiskundige details van 'directional importance sampling' staan beschreven in Ditlevsen & Madsen (1996, Hoofdstuk 9). Bij het toepassen van 'directional importance sampling' dient de Cholesky-decompositie van de covariantiematrix te worden bepaald en speelt de incomplete gammafunctie een belangrijke rol. Ook 'directional importance sampling' is inmiddels in MATLAB geprogrammeerd en blijkt voor ons doel buitengewoon goed geschikt.



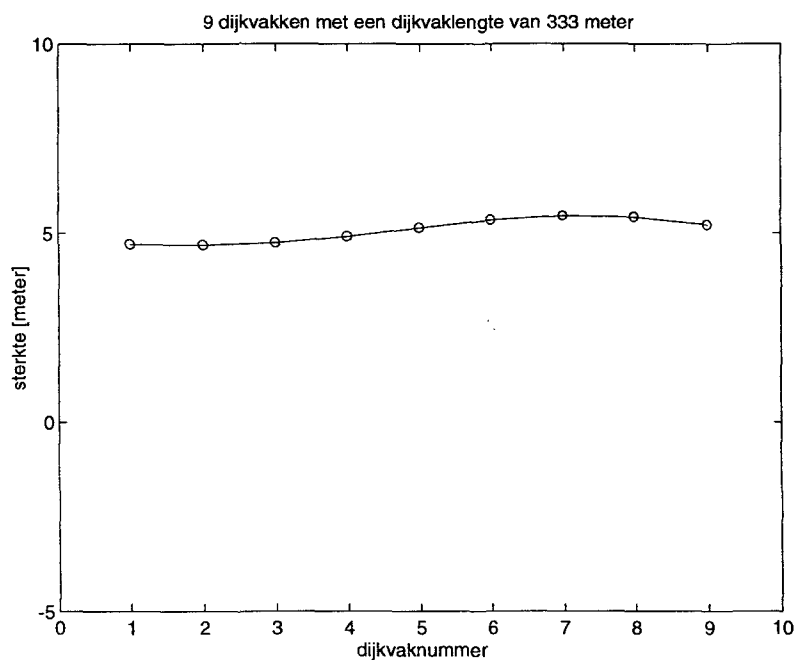
Figuur 6.3: Een willekeurige trekking van de sterkte van negen dijkvakken bij een fluctuatieschaal die nagenoeg gelijk is aan 0 meter (onafhankelijkheid).



Figuur 6.4: Een willekeurige trekking van de sterkte van negen dijkvakken bij een fluctuatieschaal die nagenoeg gelijk is aan 0 meter (onafhankelijkheid).



Figuur 6.5: Een willekeurige trekking van de sterkte van negen dijkvakken bij een fluctuatieschaal die gelijk is aan 2000 meter (afhankelijkheid).



Figuur 6.6: Een willekeurige trekking van de sterkte van negen dijkvakken bij een fluctuatieschaal die gelijk is aan 2000 meter (afhankelijkheid).

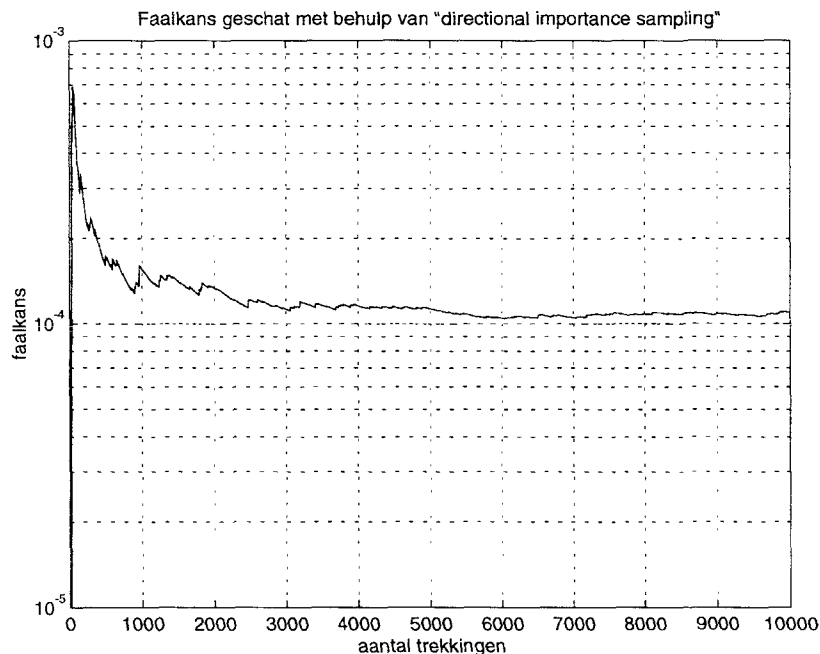
## 6.4 De resultaten van de berekeningen

In het navolgende wordt de kans op falen uitgerekend voor een faalgrens van  $y=2.5$  en  $y=0$ , en wel voor de drie situaties zoals beschreven aan het begin van dit hoofdstuk. Ter illustratie is in Figuur 6.7 te zien hoe snel de met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans convergeert (het gaat hier om de situatie  $y=0$  en  $D_x=2000$  in Tabel 6.1). In Tabel 6.1 en 6.2 zijn faalkansen geschat met een faalgrens van respectievelijk  $y=2.5$  en  $y=0$  en wel voor diverse waarden van de fluctuatieschaal.

Het uitmiddelen van een niet-stationaire verwachting door middel van de aanname van een stationair proces is met behulp van de volgende berekeningen bestudeerd. Als uitgangspunt dient een seriesysteem van 9 dijkvakken met een fluctuatieschaal  $D_x=1000$ , een faalgrens  $y=2.5$  en respectieve verwachtingen en standaarddeviaties  $\mu_i=4$  en  $\sigma_i=1$ ,  $i=1,\dots,9$ . De faalkans van dit seriesysteem is  $2.2 \cdot 10^{-1}$  (zie Tabel 6.3). In de Tabellen 6.3 tot en met 6.10 wordt het gemiddelde van de verwachte waarden en standaarddeviaties aangeduid met respectievelijk

$$\bar{\mu} = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n}, \quad \bar{\sigma} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i}{n}, \quad n = 9.$$

Vervolgens wordt de verwachtingswaarde gevarieerd van 4.5 tot 3.5 (dat wil zeggen  $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 4.5$ ,  $\mu_4 = \mu_5 = \mu_6 = 4$  en  $\mu_7 = \mu_8 = \mu_9 = 3.5$ ), bij een gelijkblijvende standaarddeviatie van 1, resulterend in een hogere faalkans van  $2.9 \cdot 10^{-1}$  (zie Tabel 6.4). Indien de standaarddeviatie - in plaats van gelijk aan 1 - gelijk zou zijn aan 0.87 dan zou de faalkans van het seriesysteem van



Figuur 6.7: De faalkans van het gedefinieerde seriesysteem van 9 dijkvakken, geschat met behulp van 'directional importance sampling' als functie van het aantal trekkingen bij een faalgrens van  $y=0$  meter en een fluctuatieschaal van  $D_x=2000$  meter.



niet-stationaire dijkvakken weer precies de waarde  $2.2 \cdot 10^{-1}$  hebben (zie Tabel 6.5). Zo is het inderdaad mogelijk om een seriesysteem van dijkvakken met een verwachtingswaarde die niet-stationair is, te benaderen door een seriesysteem van dijkvakken waarvoor de verwachtingswaarden wel stationair zijn. Ditzelfde geldt overigens ook voor het uitmiddelen van een niet-stationaire standaarddeviatie (voor een voorbeeld zie Tabel 6.6).

Fluctuatieschaal $D_x$ [m]	Faalkans $p$	$x$ die voldoet aan $p = 1 - [1 - \Phi(-\beta)]^x$	lengte $3000/x$ [m]
↓ 0	0.46 (exact)	9.0 (exact)	333 (exact)
$10^{-20}$	0.46	9.0	334
250	0.44	8.2	365
500	0.34	5.8	514
750	0.27	4.3	699
1000	0.22	3.3	896
2000	0.15	2.1	1452
3000	0.12	1.7	1741
→ ∞	0.07 (exact)	1.0 (exact)	3000 (exact)

Tabel 6.1: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta = (\mu - y)/\sigma$ ,  $\mu = 4$ ,  $\sigma = 1$ ,  $y = 2.5$  en een aantal trekkingen van 2500.

Fluctuatieschaal $D_x$ [m]	Faalkans $p$	$x$ die voldoet aan $p = 1 - [1 - \Phi(-\beta)]^x$	lengte $3000/x$ [m]
↓ 0	0.00029 (exact)	9.0 (exact)	333 (exact)
$10^{-20}$	0.00028	9.0	334
250	0.00029	8.2	365
500	0.00025	5.6	534
750	0.00022	4.1	728
1000	0.00018	3.3	913
2000	0.00011	2.0	1484
3000	0.00008	1.7	1779
→ ∞	0.00003 (exact)	1.0 (exact)	3000 (exact)

Tabel 6.2: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta = (\mu - y)/\sigma$ ,  $\mu = 4$ ,  $\sigma = 1$ ,  $y = 0$  en een aantal trekkingen van 10000.

Eenzelfde analyse is gedaan voor een veel kleinere faalgrens van  $y = 0$ . In het geval van gelijke verwachtingswaarden  $\mu_i = 4$ ,  $i = 1, \dots, 9$ , is de kans op overschrijding van de faalgrens gelijk aan  $1.8 \cdot 10^{-4}$  (zie Tabel 6.7), terwijl de ongelijke verwachtingswaarden  $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 4.5$ ,  $\mu_4 = \mu_5 = \mu_6 = 4$  en  $\mu_7 = \mu_8 = \mu_9 = 3.5$  resulteren in een grotere verschrijdingskans van  $5.4 \cdot 10^{-4}$  (zie Tabel 6.8), en wel bij een gelijkblijvende standaarddeviatie van 1. Indien de standaarddeviatie - in plaats van gelijk aan 1 - gelijk zou zijn aan 0.925 dan zou de faalkans van het seriesysteem van niet-stationaire dijkvakken precies de waarde  $1.8 \cdot 10^{-4}$  hebben (zie Tabel 6.9). Ook bij een kleinere faalkans kan een seriesysteem van niet-stationaire dijkvakken dus worden gemodelleerd als een seriesysteem van stationaire dijkvakken. Voor een voorbeeld van het uitmiddelen van een niet-stationaire standaarddeviatie zie Tabel 6.10.

Bovenstaande niet-stationaire verwachtingswaarden en niet-stationaire standaarddeviaties konden alleen met behulp van een zwak stationair proces worden uitgemiddeld op basis van 'trial and error'. Als eerste benadering voor de keuze van een kleinere standaardafwijking (in ons geval 0.87) ten behoeve van het uitmiddelen van een niet-stationaire verwachtingswaarden kan echter gebruik worden gemaakt van de standaardafwijking in het 'systematische proces' 4.5, 4.5, 4.5, 4.0, 4.0, 4.0, 3.5, 3.5 en 3.5 (die gelijk is aan 0.43). Er geldt immers bij benadering dat

$$\sqrt{0.87^2 + 0.43^2} = 0.97 \approx \sigma.$$

Deze benadering wordt echter minder goed naarmate de faalgrens kleiner wordt.

Uit de berekeningen blijkt verder dat het slechtste dijkvak inderdaad voor een groot deel bepalend is voor de faalkans van het seriesysteem waar het deel van uit maakt. Ook uit de berekeningen die zijn gemaakt in het kader van de 'case study' Noord-Schuddeland [zie Vrouwenvelder (1994)] blijkt dat de faalkans van een dijkkring grotendeels wordt bepaald door de faalkans van het slechtste dijkvak. Verder dient er nog onderzocht te worden in hoeverre de autocorrelatiefunctie bij het uitmiddelen onveranderd mag blijven.

Ook al kunnen de onzekerheden in verwachting en spreiding van de sterkte/belasting door meten worden verkleind toch behoeft dit niet per se tot een kleinere faalkans van een seriesysteem van dijkvakken te leiden. In bovenstaande probabilistische sommen is geïllustreerd dat niet-stationariteiten van dijkvakken, waarbij een 'slechtste' dijkvak kan worden geïdentificeerd, kunnen worden uitgemiddeld door het veronderstellen van een zwak stationair proces. Bij het uitmiddelen van niet-stationariteiten worden de niet-stationaire verwachtingswaarden (dat wil zeggen verwachtingswaarden die van elkaar verschillen) vervangen door stationaire verwachtingswaarden (dat wil zeggen verwachtingswaarden die aan elkaar gelijk zijn) en worden de bijbehorende standaarddeviaties van sterkte/belasting per dijkvak groter dan ze oorspronkelijk waren. Omgekeerd kan het doen van metingen er dus voor zorgen dat er meer informatie beschikbaar komt over de sterkte/belasting en dat de bijbehorende onzekerheid in b.v. de verwachting dientengevolge kleiner wordt, maar dat dit door de identificatie van een 'slechtste' dijkvak per saldo niet hoeft te leiden tot een lagere faalkans.

Ten slotte zij nog opgemerkt dat de variatie in de verwachtingswaarden en standaarddeviaties, zoals in dit hoofdstuk beschreven, kan worden gegeneraliseerd door middel van het veronderstellen van onzekerheids- of kansverdelingen van  $\mu_i$  en  $\sigma_i$ . De 'predictive' faalkans kan vervolgens worden uitgerekend door de onzekerheden over  $\mu_i$  en  $\sigma_i$  "uit te integreren",  $i = 1, \dots, 9$ . Deze 'predictive' faalkans kan dan worden geïnterpreteerd in termen van de Bayesiaanse statistiek.

## 6.5 Conclusie

Uit de berekeningen blijkt dat het slechtste dijkvak de faalkans van het seriesysteem waar het deel van uit maakt voor een belangrijk deel bepaalt. Met behulp van een zwak stationair proces kunnen de 'slechtste' dijkvakken echter wel worden gemodelleerd door niet-stationaire verwachtingswaarden en niet-stationaire standaarddeviaties uit te middelen.

Praktisch gezien betekent het uitmiddelen van niet-stationariteiten dat, ook al kunnen de onzekerheden in verwachting en spreiding van de sterkte/belasting door meten worden verkleind, dit niet per se hoeft te leiden tot een kleinere faalkans van het bestudeerde seriesysteem van dijkvakken. In bovenstaande probabilistische sommen is geïllustreerd dat niet-stationariteiten van dijkvakken, waarbij een 'slechtste' dijkvak kan worden geïdentificeerd, kunnen worden uitgemiddeld door het veronderstellen van een zwak stationair proces. Bij het uitmiddelen van niet-stationariteiten worden de niet-stationaire verwachtingswaarden (dat wil zeggen verwachtingswaarden die van elkaar verschillen) vervangen door stationaire verwachtingswaarden (dat wil zeggen verwachtingswaarden die aan elkaar gelijk zijn) en worden de bijbehorende standaarddeviaties van sterkte/belasting per dijkvak groter dan ze oorspronkelijk waren. Omgekeerd kan het doen van metingen er voor zorgen dat er meer informatie beschikbaar komt over de sterkte/belasting en dat de bijbehorende onzekerheid in b.v. de verwachting dientengevolge kleiner wordt, maar dat dit door de identificatie van een 'slechtste' dijkvak per saldo niet hoeft te leiden tot een lagere faalkans.

Uitmiddeling van niet-stationariteiten kan vooralsnog alleen gebeuren door middel van een combinatie van een benadering en 'trial and error'. Verder dient er nog onderzocht te worden in hoeverre de autocorrelatiefunctie bij het uitmiddelen onveranderd mag blijven.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
$\bar{\sigma}$										1
$y$										2.5
$\beta_i$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
$\Phi(-\beta_i)$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	
$D_x$										1000
$p_o$										$6.7 \cdot 10^{-2}$
$p$										$2.2 \cdot 10^{-1}$
$p_b$										$4.6 \cdot 10^{-1}$

Tabel 6.3: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 2.5$ , en een aantal trekkingen van 2500 in het geval van verwachte waarden en spreidingen die aan elkaar gelijk zijn.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4.5	4.5	4.5	4	4	4	3.5	3.5	3.5	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
$\bar{\sigma}$										1
$y$										2.5
$\beta_i$	2	2	2	1.5	1.5	1.5	1	1	1	
$\Phi(-\beta_i)$	$2.3 \cdot 10^{-2}$	$2.3 \cdot 10^{-2}$	$2.3 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$1.6 \cdot 10^{-1}$	$1.6 \cdot 10^{-1}$	$1.6 \cdot 10^{-1}$	
$D_x$										1000
$p_o$										$1.6 \cdot 10^{-1}$
$p$										$2.9 \cdot 10^{-1}$
$p_b$										$5.5 \cdot 10^{-1}$

Tabel 6.4: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 2.5$ , en een aantal trekkingen van 2500 in het geval van verwachte waarden die van elkaar verschillen en relatief grote spreidingen die aan elkaar gelijk zijn.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4.5	4.5	4.5	4	4	4	3.5	3.5	3.5	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	
$\bar{\sigma}$										0.87
$y$										2.5
$\beta_i$	2.30	2.30	2.30	1.72	1.72	1.72	1.15	1.15	1.15	
$\Phi(-\beta_i)$	$1.1 \cdot 10^{-2}$	$1.1 \cdot 10^{-2}$	$1.1 \cdot 10^{-2}$	$4.2 \cdot 10^{-2}$	$4.2 \cdot 10^{-2}$	$4.2 \cdot 10^{-2}$	$1.3 \cdot 10^{-1}$	$1.3 \cdot 10^{-1}$	$1.3 \cdot 10^{-1}$	
$D_x$										1000
$p_o$										$1.3 \cdot 10^{-1}$
$p$										$2.2 \cdot 10^{-1}$
$p_b$										$4.3 \cdot 10^{-1}$

Tabel 6.5: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 2.5$ , en een aantal trekkingen van 2500 in het geval van verwachte waarden die van elkaar verschillen en relatief kleine spreidingen die aan elkaar gelijk zijn.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	0.5	0.5	0.5	1	1	1	1.25	1.25	1.25	
$\bar{\sigma}$										0.92
$y$										2.5
$\beta_i$	3	3	3	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2	
$\Phi(-\beta_i)$	$1.3 \cdot 10^{-2}$	$1.3 \cdot 10^{-2}$	$1.3 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$1.2 \cdot 10^{-1}$	$1.2 \cdot 10^{-1}$	$1.2 \cdot 10^{-1}$	
$D_x$										1000
$p_o$										$1.2 \cdot 10^{-1}$
$p$										$2.2 \cdot 10^{-1}$
$p_b$										$4.4 \cdot 10^{-1}$

Tabel 6.6: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 2.5$ , en een aantal trekkingen van 2500 in het geval van verwachte waarden die aan elkaar gelijk zijn en spreidingen die van elkaar verschillen.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
$\bar{\sigma}$										1
$y$										0
$\beta_i$	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
$\Phi(-\beta_i)$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	
$D_x$										1000
$P_o$										$3.2 \cdot 10^{-5}$
$p$										$1.8 \cdot 10^{-4}$
$P_b$										$2.9 \cdot 10^{-4}$

Tabel 6.7: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 0$ , en een aantal trekkingen van 10000 in het geval van verwachte waarden en spreidingen die aan elkaar gelijk zijn.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4.5	4.5	4.5	4	4	4	3.5	3.5	3.5	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
$\bar{\sigma}$										1
$y$										0
$\beta_i$	4.5	4.5	4.5	4	4	4	3.5	3.5	3.5	
$\Phi(-\beta_i)$	$3.4 \cdot 10^{-6}$	$3.4 \cdot 10^{-6}$	$3.4 \cdot 10^{-6}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$3.2 \cdot 10^{-5}$	$2.3 \cdot 10^{-4}$	$2.3 \cdot 10^{-4}$	$2.3 \cdot 10^{-4}$	
$D_x$										1000
$P_o$										$2.3 \cdot 10^{-4}$
$p$										$5.4 \cdot 10^{-4}$
$P_b$										$8.0 \cdot 10^{-4}$

Tabel 6.8: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 0$ , en een aantal trekkingen van 10000 in het geval van verwachte waarden die van elkaar verschillen en relatief grote spreidingen die aan elkaar gelijk zijn.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4.5	4.5	4.5	4	4	4	3.5	3.5	3.5	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925	
$\bar{\sigma}$										0.925
$y$										0
$\beta_i$	4.9	4.9	4.9	4.3	4.3	4.3	3.8	3.8	3.8	
$\Phi(-\beta_i)$	$5.7 \cdot 10^{-7}$	$5.7 \cdot 10^{-7}$	$5.7 \cdot 10^{-7}$	$7.7 \cdot 10^{-6}$	$7.7 \cdot 10^{-6}$	$7.7 \cdot 10^{-6}$	$7.7 \cdot 10^{-5}$	$7.7 \cdot 10^{-5}$	$7.7 \cdot 10^{-5}$	
$D_x$										1000
$P_o$										$7.7 \cdot 10^{-5}$
$P$										$1.8 \cdot 10^{-4}$
$P_b$										$2.6 \cdot 10^{-4}$

Tabel 6.9: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 0$ , en een aantal trekkingen van 10000 in het geval van verwachte waarden die van elkaar verschillen en relatief kleine spreidingen die aan elkaar gelijk zijn.

$i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1-9
$\mu_i$	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
$\bar{\mu}$										4
$\sigma_i$	0.5	0.5	0.5	0.75	0.75	0.75	1.06	1.06	1.06	
$\bar{\sigma}$										0.77
$y$										0
$\beta_i$	8	8	8	5.33	5.33	5.33	3.77	3.77	3.77	
$\Phi(-\beta_i)$	$6 \cdot 10^{-16}$	$6 \cdot 10^{-16}$	$6 \cdot 10^{-16}$	$4.8 \cdot 10^{-8}$	$4.8 \cdot 10^{-8}$	$4.8 \cdot 10^{-8}$	$8.0 \cdot 10^{-5}$	$8.0 \cdot 10^{-5}$	$8.0 \cdot 10^{-5}$	
$D_x$										1000
$P_o$										$8.0 \cdot 10^{-5}$
$P$										$1.8 \cdot 10^{-4}$
$P_b$										$2.4 \cdot 10^{-4}$

Tabel 6.10: De met behulp van 'directional importance sampling' geschatte faalkans met  $\beta_i = (\mu_i - y)/\sigma_i$ ,  $i = 1, \dots, 9$ ,  $y = 0$ , en een aantal trekkingen van 10000 in het geval van verwachte waarden die aan elkaar gelijk zijn en spreidingen die van elkaar verschillen.

## 7 Het schatten van niet-gemeten geometrieën

### 7.1 Interpolatie met behulp van 'kriging'

Voor het schatten van bepaalde grondeigenschappen kan gebruik worden gemaakt van metingen (in de vorm van bijvoorbeeld boringen). Aangezien metingen behoorlijk kostbaar kunnen zijn, is het meestal onmogelijk om op korte onderlinge afstand metingen te verrichten over de gehele lengte van een dijkvak. Indien er voor een aantal geometrieën metingen zijn verricht, is de vraag wat de grondeigenschappen zijn van de (tussenliggende) geometrieën waarvoor geen metingen bekend zijn. Er zal dan ook moeten worden geïnterpoleerd om tot een goede schatting te kunnen komen. Zo'n interpolatie-methode, afkomstig uit de mijnbouwkunde, is de zogenoemde 'kriging'-methode.

Een veel toegepaste aanname bij de 'kriging'-methode is, dat het bestudeerde stochastische proces een zogenoemd zwak stationair proces is. Zoals in Hoofdstuk 2 vermeld is een zwak stationair stochastisch proces een proces waarvoor de verwachte waarden en spreidingen niet afhangen van de afstand tussen de beschouwde geometrieën en waarvoor de correlatie een functie is van alleen de afstand tussen de punten op het definitiegebied. Voor details zij verwezen naar Grondmechanica Delft (1996b) en Karlin & Taylor (1975, Hoofdstuk 9).

In woorden komt de 'kriging'-methode op het volgende neer. Er wordt aangenomen dat de middels interpolatie te bepalen waarde een lineaire combinatie van de reeds gemeten waarden is, met andere woorden dat de niet-gemeten waarde een gewogen gemiddelde is van de gemeten waarden. Op basis van de metingen kunnen vervolgens de gewichten worden geschat, waarmee zowel de verwachte waarde als de spreiding van de schatter kan worden bepaald. Hiermee kunnen - volgens een klassiek statistische aanpak - tevens betrouwbaarheidsintervallen worden bepaald, die de mate van onzekerheid in de schatting representeren. 'Kriging' kan echter alleen worden toegepast als er veel waarnemingen beschikbaar zijn, wat meestal niet het geval is, en indien de meetafstanden kleiner zijn dan de fluctuatieschalen. Zo wordt er in de praktijk vaak om de 100 à 250 meter gemeten, terwijl een realistische fluctuatieschaal 50 à 70 meter kan zijn [zie Grondmechanica Delft (1996a)].

De vraag is nu hoe deze onzekerheid het beste kan worden verwerkt in een probabilistisch model dat het ruimtelijk variatiegedrag van een dijkvak kan beschrijven. De beste manier is waarschijnlijk om een model te ontwikkelen, waarbij de gewichten een gezamenlijke a priori kansdichtheidsfunctie hebben, die met metingen kan worden bijgewerkt tot een gezamenlijke a posteriori kansdichtheidsfunctie. Deze a posteriori onzekerheid is dan kleiner dan de a priori onzekerheid. Een literatuuronderzoek zou moeten uitwijzen of zo'n aanpak wellicht al is ontwikkeld of niet. Veel literatuur op het gebied van de toepassingen van 'kriging'-technieken in de geohydrologie is overigens te vinden in het tijdschrift 'Water Resources Research'.

Bayesiaanse statistiek is reeds toegepast om de a priori kansverdeling van een onzekere fluctuatieschaal op basis van metingen bij te werken tot een a posteriori kansverdeling gegeven de waarnemingen [zie Vrouwenvelder & Calle (1988)]. In dit artikel wordt tevens gesteld dat er vaak onvoldoende gegevens beschikbaar zijn om betrouwbaarheidsintervallen volgens een klassiek statistische (frequentistische) schattingsmethode te kunnen bepalen. Het voordeel van een Bayesiaanse aanpak is dat een combinatie van a priori 'engineering judgement' en echte waarnemingen kan worden gebruikt om de kansverdeling van de fluctuatieschaal te bepalen. Verder kan een Bayesiaanse schattingsmethode óók worden toegepast als de hoeveelheid gegevens ontoereikend is.

Tijdens de eerste workshopdag werd geconcludeerd, dat het toepassen van 'kriging'-technieken en het schatten van de onzekerheid in de fluctuatieschaal weliswaar technisch mogelijk is, maar

voorsnog geen hoge prioriteit heeft. In plaats van het interpoleren van metingen met als doel het opsporen van een eventuele inhomogeniteit van een slechte geometrie, kan er beter en goedkoper geofysisch onderzoek worden gedaan. Hiermee wordt op een snelle manier een eenvoudig beeld verkregen.

## 7.2 Conclusie

'Kriging'-technieken voor het schatten van de onzekerheid in de geometrie tussen de gemeten raaien in hebben niet de hoogste prioriteit.



## 8 De tijdsaspecten van lengte-effecten

### 8.1 Tijdsafhankelijke stochastische processen

Naast het ruimtelijk variatiegedrag van een bepaald faalmechanisme, is er meestal ook een tijdsafhankelijk variatiegedrag te onderscheiden. Dit tijdsafhankelijke variatiegedrag is vanwege een toenemende veroudering meestal een niet-stationair proces. Hierbij kan het overigens voorkomen, dat we weliswaar te maken hebben met een niet-stationaire sterkte, maar met stationaire verouderingstoename per tijdseenheid. Voorbeelden van zulke verouderingsprocessen zijn de Brownse beweging met drift (verouderingstoename per tijdseenheid hebben een normale verdeling) en het gammaproces (verouderingstoename per tijdseenheid hebben een gammaverdeling). Voor onderhoudsoptimalisatie-toepassingen van het gammaproces zij verwezen naar Van Noordwijk (1996).

Alleen in het geval dat zowel het ruimtelijk variatiegedrag als het tijdsafhankelijk variatiegedrag van een faalmechanisme kunnen worden beschreven met behulp van een zwak stationair proces, zouden beide variaties kunnen worden gecombineerd in de vorm van één zwak stationair proces. Er dient dan een geparаметriseerde autocorrelatiefunctie te worden opgesteld als functie van zowel de afstand (eventueel uitgedrukt in een horizontale en een verticale afstand) tussen twee punten in een dijkvak als de tijdsperiode waarbinnen het faalmechanisme wordt beschouwd. Dit leidt dan tot fluctuatieschalen in ruimte en tijd. Vanwege het veelal niet-stationaire karakter van een in tijd en ruimte variërende sterkte is het niet zinvol om over te gaan tot een gecombineerde stationaire modellering van deze twee ruimtelijke variaties. Een niet-stationaire modellering is echter al snel te ingewikkeld en te rekenintensief.

In het project 'Lengte-effecten' is de tijdsafhankelijkheid van faalmechanismen vooralsnog niet bestudeerd. De belangrijkste reden hiervoor is dat bij toetsing en ontwerp in principe wordt uitgegaan van faalnormen die tijdsonafhankelijk zijn. Er moet zodanig worden ontworpen dat er een veiligheidsmarge aanwezig is, die rekening houdt met eventuele veroudering (zoals duinafslag). Gegeven de normfaalkans van een dijkvak is vervolgens de vraag hoe groot deze veiligheidsmarge moet zijn en hoe vaak er onderhoud moet worden uitgevoerd om deze norm in de tijd te kunnen waarborgen. Inzicht in het tijdsafhankelijk verouderingsgedrag is dan ook vooral van belang bij het optimaliseren van onderhoudsinspanningen. Vooralsnog wordt er dan ook geen rekening gehouden met een eventuele tijdsdimensie van het ruimtelijk variatiegedrag. Aangezien de momentane faalkans van een dijkkring voor een groot gedeelte wordt bepaald door de slechtste en meest verouderde dijkvakken wordt het tijdsafhankelijk aspect in de toekomst waarschijnlijk steeds belangrijker. Vooralsnog heeft dit echter nog niet de hoogste prioriteit.

In dit verband zij nog opgemerkt dat tijdsaspecten van faalkansen, in tegenstelling tot tijdsaspecten van faalmechanismen, wel zijn bestudeerd: een faalkans is immers altijd gedefinieerd met betrekking tot een bepaald tijdsinterval (de kans op falen per tijdseenheid).

### 8.2 Conclusie

Het modelleren van tijdsafhankelijke aspecten van ruimtelijke variaties heeft niet de hoogste prioriteit.



## 9 Toedeling van normfaalkansen aan dijkvakken

### 9.1 Inleiding

Alvorens de kansmassa, die behoort bij een toelaatbare faalkans van een dijkkring, te verdelen over toelaatbare faalkansen van componenten van een dijkkring, dient allereerst te worden bekeken in hoeverre het lengte-effect voor het desbetreffende faalmechanisme van belang is. Zo ja, dan moet er in de ontwerpfase voor worden gezorgd dat de toelaatbare faalkansmassa gelijkmatig over de dijkkring wordt verdeeld. Immers, vanuit veiligheidsoogpunt is een zwakkere 'schakel' niet gewenst, terwijl vanuit kostenoogpunt een overdimensionering van de sterkere schakels wellicht 'weggegooid' geld is.

Het is natuurlijk wel zo dat een dijkkring niet van de grond af wordt opgebouwd. Het betreft altijd een aanpassing of verbetering van een dijkkring, of een gedeelte ervan, waarbij de oude dijkkring als beginsituatie is gegeven. Een eventuele optimalisatie is dan een conditionele optimalisatie gegeven de reeds aanwezige dijkkring en het is dan ook aan te bevelen om een optimale toedeling van normfaalkansen te bepalen op basis van 'case studies'. Aan de ene kant zal een eenduidig concept moeten worden ontwikkeld dat kan worden toegepast op alle mogelijke dijkkringen (globale optimalisatie). Aan de andere kant dient er met de toepassing van dit concept rekening te worden gehouden met een reeds aanwezige dijkkring (lokale optimalisatie).

### 9.2 Verdeling van normfaalkansen over de faalmechanismen

Een mogelijke toedeling van faalkansnormen over faalmechanismen en dijkvakken gaat ruwweg als volgt. Allereerst wordt de normfaalkans voor de dijkkring verdeeld over de afzonderlijke faalmechanismen (eventueel rekening houdend met afhankelijkheden tussen faalmechanismen). Hierbij zij opgemerkt dat de normfaalkansmassa niet per se gelijkmatig hoeft te worden verdeeld over de afzonderlijke faalmechanismen. Het optreden van faalmechanismen kan immers gebiedsafhankelijk zijn (zo is het mechanisme duinafslag niet voor elke dijkkring van belang). Voor een voorbeeld van een verdeling van een inundatiekansnorm over de afzonderlijke faalmechanismen zij verwezen naar Appendix G van de Leidraad voor het ontwerpen van benedenrivierdijken. Hierin wordt de volgende verdeling voorgesteld:

Faalmechanisme	Bijdrage aan de inundatienormkans
Overloop/overslag	50 %
Kunstwerken	10 %
Imponderabilia	10 %
Afschuiving	10 %
Piping	10 %
Micro-instabiliteit	5 %
Erosie buitentalud	5 %
Totaal	100 %

Bovenstaande verdeling van de normfaalkansmassa over de afzonderlijke faalmechanismen is vooralsnog een conservatieve werkwijze. Deze benadering bestaat in wezen uit de veronderstelling dat alle faalmechanismen ongecorreleerd zijn en dat de faalkans dan te berekenen is via het sommeren van alle faalkansen (eerste-orde-bovengrens). Alleen in het geval van duidelijke statistische afhankelijkheid kan de ondergrens worden toegepast (eerste-orde-ondergrens).

### 9.3 Verdeling van normfaalkans per faalmechanisme over dijkkring

Verdeel per faalmechanisme de faalkansmassa evenredig over de dijkvakken van de dijkkring. Een manier is om op basis van een geschatte autocorrelatiefunctie de dijkkring op te delen in dijkvakken die, met betrekking tot het optreden van dat faalmechanisme, onderling onafhankelijk zijn. De normfaalkans voor één van deze dijkvakken is dan ongeveer gelijk aan de faalkansnorm voor het desbetreffende faalmechanisme, zeg  $p_{ring}$ , gedeeld door het aantal dijkvakken waarvoor onafhankelijkheid geldt, zeg  $n$ . Gegeven onafhankelijkheid wordt vervolgens vaak aangenomen dat er binnen een dijkvak bij benadering sprake is van volledige correlatie. De vraag is nu wat op basis van bovenstaande redenering een bruikbare semi-probabilistische ontwerpregel zou zijn of, met andere woorden, hoe ontwerp je een dijkvak of een moot (met een lengte van b.v. 100 m) van een dijkvak?

### 9.4 Model voor de bepaling van de faalkans per dijkvak

Een mogelijke wiskundige verdeling van de normfaalkans voor een dijkkring over een willekeurig aantal onafhankelijke dijkvakken is als volgt. Neem aan dat de omtrek van de dijkkring gelijk is aan  $l$  km met een acceptabele normfaalkans van  $p_{ring}$ . Voor elke dijkvaklengte kunnen de dijkvakken als onderling onafhankelijk worden beschouwd. Verder wordt verondersteld dat de faalkans van een dijmoot met een lengte van  $z$  km kan worden geschreven als een continue functie van  $z$  die wordt aangeduid met  $p(z)$ ,  $z > 0$ .

Gegeven de bovenstaande aannames, alsmede bij een voldoende kleine normfaalkans  $p_{ring}$ , moet de continue functie  $p(z)$  bij benadering aan de volgende voorwaarden voldoen met  $l = nx$ :

$$p_{ring} = p(l) = p(nx) \approx np(x), \quad 0 < x \leq l.$$

De unieke oplossing van deze functionaalvergelijking is gelijk aan:

$$p(z) \approx \frac{z}{l} \cdot p_{ring}, \quad l = nx, \quad 0 < x, z \leq l.$$

In het algemene geval, dus ook voor grotere normfaalkansen  $p_{ring}$ , dient de continue functie  $p(z)$  aan de volgende voorwaarden voldoen met  $l = nx$ :

$$p_{ring} = p(l) = p(nx) = 1 - [1 - p(x)]^n, \quad 0 < x \leq l$$

ofwel

$$p_{ring} = q(nx) = [q(x)]^n, \quad q(x) = 1 - p(x), \quad 0 < x \leq l.$$

De unieke oplossing van deze functionaalvergelijking is te schrijven als:

$$p(z) = 1 - [1 - p_{ring}]^{\frac{z}{l}}, \quad l = nx, \quad 0 < x, z \leq l.$$

Er is vooralsnog echter geen eenvoudig wiskundig model beschikbaar voor het toedelen van normfaalkansen aan statistisch afhankelijke dijkvakken. De huidige praktijk is om deze som voorlopig te laten voor wat hij is en om - naar oud ingenieurspraktijk - een conservatieve benadering zoals hierboven geschetst toe te passen. Deze benadering bestaat dan uit de

veronderstelling dat alle dijkvakken statistisch onderling onafhankelijk van elkaar zijn en dat de faalkans dan weer te berekenen is via het sommeren van alle faalkansen (eerste-orde-bovengrens). Alleen in het geval van duidelijke statistische afhankelijkheid wordt de ondergrens toegepast (eerste-orde-ondergrens).

Een gevaar bij het toepassen van de hierboven geschetste conservatieve toedeling van normfaalkansen aan dijkvakken is dat de dijkvakken veiliger worden ontworpen dan noodzakelijk is. Het verdient dan ook aanbeveling om toch een zo eenvoudig mogelijk wiskundig model te ontwikkelen voor het toedelen van normfaalkansen aan statistisch afhankelijke dijkvakken. Aangezien afhankelijkheden - wiskundig gezien - kunnen worden gemodelleerd door het veronderstellen van onzekerheidsverdelingen over onbekende parameters, kan een Bayesiaanse aanpak ons wellicht van dienst zijn. Hiertoe dient echter wel meer onderzoek gedaan te worden.

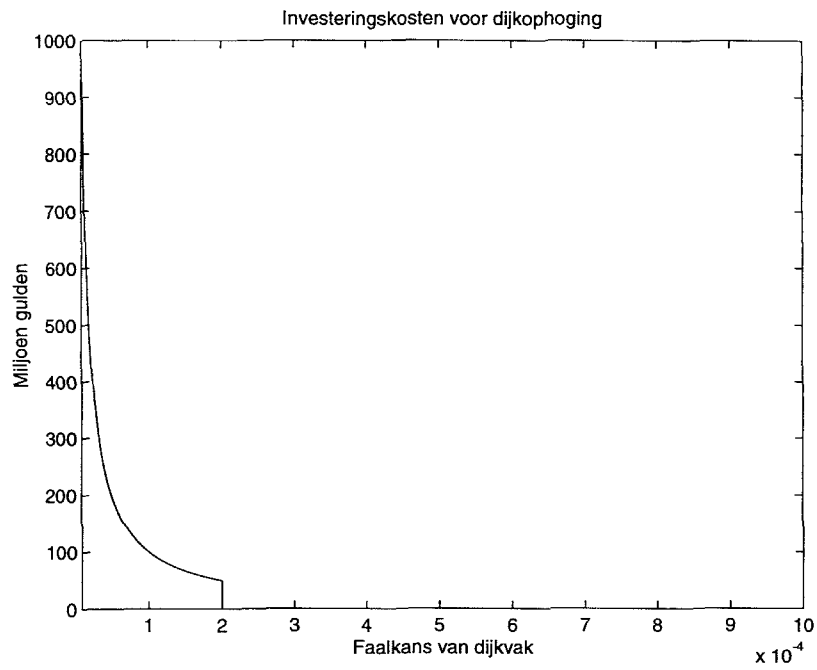
## 9.5 De locatie- en gebiedsafhangelijkheid van ontwerpfaalkansen

Een complicerende factor is dat het ontwerp van een dijkvak afhangt van de locatie waar het dijkvak wordt aangelegd danwel wordt verbeterd. Zo kan de ondergrond van een dijk van dijkvak tot dijkvak verschillen: op een slechte ondergrond zal er immers een sterker dijkvak moeten worden aangelegd dan op een goede ondergrond. Indien er rekening moet worden gehouden met een variërende ondergrond dan kan er eigenlijk geen sprake zijn van een algemeen toepasbare ontwerpregel. In dit geval zou een ontwerpregel immers juist afhankelijk moeten zijn van de sterkte van de ondergrond. Een andere uitweg zou kunnen zijn om een zodanige ontwerpregel op te stellen dat men slechts in een beperkt aantal gevallen 'op de maat ontwerpt'. Aangezien de op maat ontworpen dijkvakken echter vaak maatgevend zijn, en dus de faalkans van de dijkkring waar ze deel van uit maken voor een groot deel bepalen, mag dit aantal niet te groot zijn.

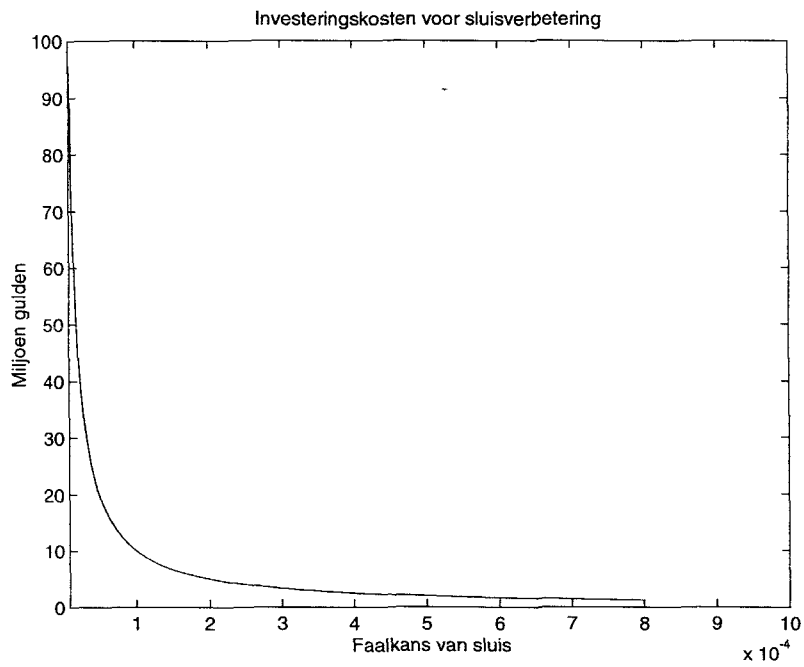
Naast locatieafhankelijkheid kan er ook sprake zijn van dijkkringgebiedafhankelijkheid. Indien er sprake is van een gebiedsafhangelijkheid (voor b.v. piping) is vervolgens de vraag hoe hiermee het beste kan worden omgegaan. Ter illustratie nemen we aan dat er twee dijkkringgebieden zijn, waarvoor hetzelfde normfaalkansniveau geldt. De ene dijkkring bestaat voor 100% uit (piping-gevoelige) dijken, terwijl de andere dijkkring voor 50% bestaat uit (piping-gevoelige) dijken en voor 50% uit hoge gronden. Een gelijkmatige verdeling van de normfaalkansmassa over de dijkringen resulteert in een lagere normfaalkans ten gevolge van piping voor de dijkvakken in de dijkkring met alleen dijken dan voor de dijkvakken in de dijkkring met dijken én hoge gronden. Dit betekent dat de ontwerpregels per dijkkringgebied kunnen verschillen, wat weer moeilijk uit te leggen is aan een beheerder. Toch is gebiedsafhangelijkheid van het maximaal toelaatbare faalkansniveau inherent aan het toepassen van een veiligheidsfilosofie voor dijkkringgebieden. Toekomstige ontwerpregels voor b.v. dijken kunnen dan ook per dijkkringgebied verschillen.

## 9.6 Toedeling van faalkansnormen op basis van kosten

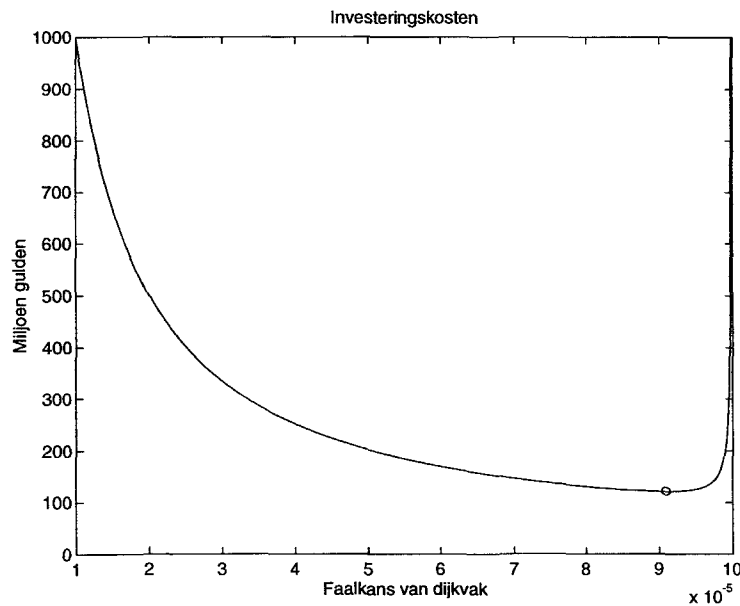
Gaat het om het bepalen van een optimaal veiligheidsniveau voor een dijkkring met verschillende typen dijkvakken dan kan het economisch aantrekkelijk zijn om het ene dijkvak meer te versterken dan een ander, omdat de versterking van de eerste veel goedkoper is dan die van de tweede. Het ophogen van een dijkvak kan immers veel goedkoper zijn dan het vervangen van een sterk verouderde sluis. Er zij wel opgemerkt dat de marges voor zo'n lokale optimalisatie niet al te groot zijn. Een 'oneindig hoog' dijkvak kan de faalkansbijdrage van een extreem laag dijkvak immers nooit teniet doen; hoe hoog dat ene dijkvak ook is, de kans op overstroming blijft groot. In veel gevallen betreft het dan ook een kleine afwijking van de optimale normfaalkanstoedeling.



Figuur 9.1: De kosten van het verbeteren een dijkvak



Figuur 9.2: De kosten van het verbeteren van de verouderde sluis.



Figuur 9.3: De kosten van het ophogen van de dijkvakken en het verbeteren van de sluis met  $y = 1$ .

Als hypothetisch voorbeeld beschouwen we een dijkkring die bestaat uit  $n$  dijkvakken, met  $n = 10$ , en een verouderde sluis. De jaarlijkse faalkans van een dijkvak en een sluis wordt respectievelijk aangeduid met  $p$  en  $q$ . De huidige faalkans van een dijkvak is  $p_0 = 2 \cdot 10^{-4}$  per jaar, de huidige faalkans van de sluis is  $q_0 = 8 \cdot 10^{-4}$  per jaar, terwijl de toelaatbare faalkans van de dijkkring gelijk is aan  $r = 10^{-3}$  per jaar. Er wordt verondersteld dat falen van een dijkvak en falen van een sluis onafhankelijk zijn, terwijl ook het falen van het ene dijkvak onafhankelijk is van het falen het andere dijkvak. De huidige faalkans van de dijkkring kan hiermee worden geschreven als

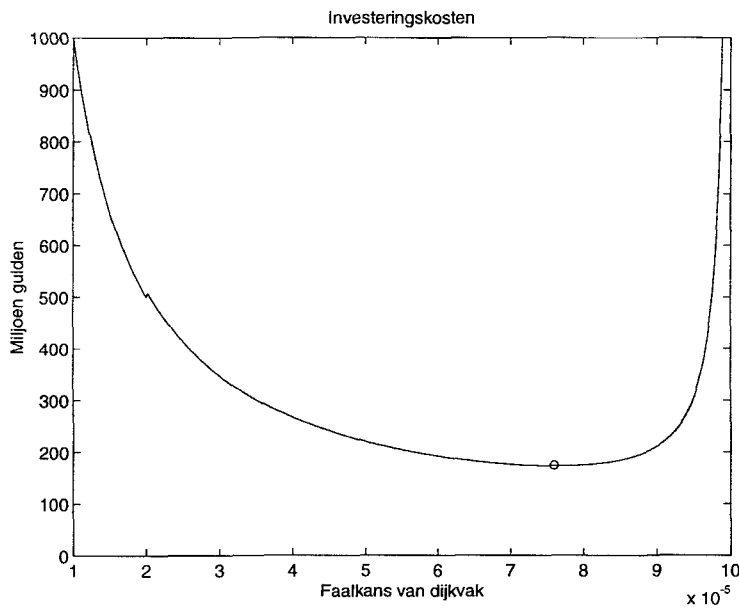
$$r_0 = 1 - [1 - p_0]^n [1 - q_0] = 2.8 \cdot 10^{-3}.$$

De dijkkring voldoet dus niet aan de veiligheidseisen en moet dan ook worden verbeterd. De investeringen ten behoeve van het verbeteren van de dijkvakken en de sluis zijn een functie van de te realiseren faalkansen  $p$  en  $q$ :

$$C(p, q) = \frac{n}{1000} \cdot \left( \frac{1}{p} - 1 \right) I_{(0, p_0)}(p) + \frac{y}{1000} \cdot \left( \frac{1}{q} - 1 \right) I_{(0, q_0)}(q), \quad y \geq 1,$$

waarbij  $I_A(x)$  is gedefinieerd als de indicatorfunctie met  $I_A(x) = 1$  voor  $x \in A$  en  $I_A(x) = 0$  voor  $x \notin A$ . Zo bedragen de kosten van het verbeteren van één dijkvak, opdat de faalkans gelijk is aan  $10^{-6}$  per jaar, in totaal circa 1000 miljoen gulden (zie Figuur 9.1). De kosten van het verbeteren van de verouderde sluis, ook resulterend in een faalkans gelijk aan  $10^{-6}$  per jaar, bedragen in totaal circa  $1000y$  miljoen gulden (zie Figuur 9.2 met  $y = 10$ ). Voor de factor  $y$  geldt: het verbeteren van de sluis is  $y$  maal duurder dan het verbeteren van één dijkvak.

Aangezien het dijkkringgebied tegen overstroming moet worden beschermd met een normfaalkans  $r$ , kan de faalkans van de sluis  $q$  worden geschreven als een functie van de faalkans van een dijkvak  $p$ :



Figuur 9.4: De kosten van het ophogen van de dijkvakken en het verbeteren van de sluis met  $y = 10$ .

$$r = 1 - [1 - p]^n [1 - q],$$

ofwel

$$q = 1 - \frac{1 - r}{[1 - p]^n}.$$

Aangezien  $q$  uiteraard moet voldoen aan  $0 \leq q \leq 1$ , geldt voor  $p$ :

$$0 \leq p \leq 1 - [1 - r]^{\frac{1}{n}} = 10^{-4}.$$

De investeringskosten kunnen diensgevolge worden herschreven als een functie van  $p$ :

$$C(p) = \frac{n}{1000} \cdot \left(\frac{1}{p} - 1\right) I_{(0, p_0)}(p) + \frac{y}{1000} \cdot \left(\frac{1 - r}{[1 - p]^n - [1 - r]}\right) I_{\left(1 - \left[\frac{1 - r}{1 - q_0}\right]^{\frac{1}{n}}, 1\right)}(p), \quad y \geq 1$$

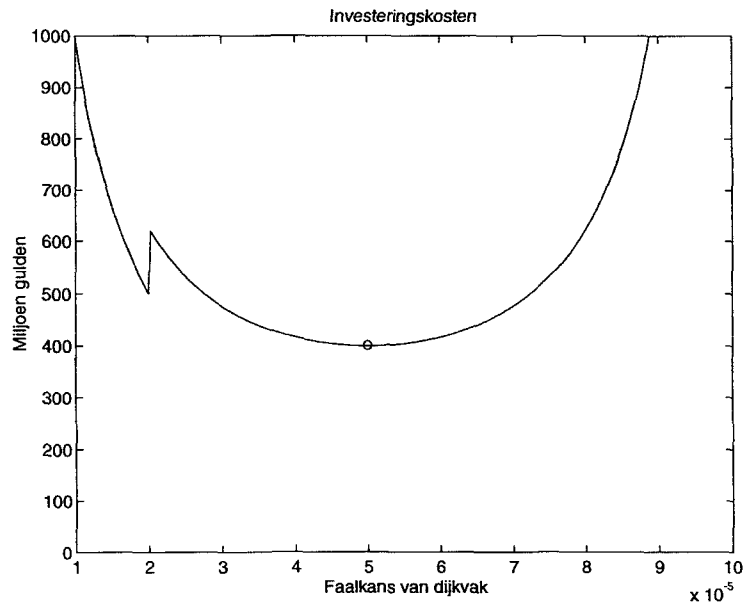
Vervolgens zijn we geïnteresseerd in de optimale faalkans van een dijkvak  $p^*$  waarvoor de investeringskosten minimaal zijn, dat wil zeggen waarvoor

$$C(p^*) = \min_{0 \leq p \leq 1 - [1 - r]^{\frac{1}{n}}} C(p)$$

met

$$q^* = 1 - \frac{1 - r}{[1 - p^*]^n}.$$





Figuur 9.5: De kosten van het ophogen van de dijkvakken en het verbeteren van de sluis met  $\gamma = 100$ .

In Tabel 9.1 en in de Figuren 9.3-9.5 zijn de resultaten weergegeven van het minimaliseren van de investeringskosten. Er blijkt dat als de verbeteringskosten van sluis en dijkvak aan elkaar gelijk zijn, dat ook de kostenoptimale sluisfaalkans en dijkfaalkans aan elkaar gelijk zijn. Hoe groter de verbeteringskosten van de sluis zijn ten opzichte van die van de dijken, des te minder normfaalkans er wordt toebedeeld aan de sluis en des te meer aan een dijkvak. De sprong in de investeringskosten bij  $p = 2 \cdot 10^{-5}$  wordt veroorzaakt door de sprong in de kosten van het verbeteren van de sluis bij  $q_0$ . Er geldt immers dat

$$r = 1 - [1 - 2 \cdot 10^{-5}]^n [1 - q_0]$$

kostenverhouding	faalkans dijkvak	faalkans sluis	investeringskosten
$\gamma$	$p^*$	$q^*$	$C(p^*, q^*)$
[-]	[kans per jaar]	[kans per jaar]	[miljoen gulden]
1	$9.1 \cdot 10^{-5}$	$9.1 \cdot 10^{-5}$	121
10	$7.6 \cdot 10^{-5}$	$2.4 \cdot 10^{-4}$	173
100	$5.0 \cdot 10^{-5}$	$5.0 \cdot 10^{-4}$	400

Tabel 9.1: De kostenoptimale ontwerpfaalkansen van één dijkvak en de sluis.

Overigens zij opgemerkt dat de verwachte overstromingsschade in dit optimalisatieprobleem voor het gemak constant is verondersteld, omdat de dijkkring na verbetering een constante faalkans heeft. Indien er in de praktijk normfaalkansen moeten worden toebedeeld op basis van een kostenoptimalisatie, dient het optimalisatiemodel uiteraard te worden uitgebreid. Het idee blijft echter hetzelfde.

Resumerend kan worden gesteld dat, ook al kan het bij een toetsing vaak voorkomen dat een inundatiekans van een dijkkringgebied voornamelijk bepaald wordt door de faalkans van het slechtste dijkvak, dit vanuit kosten oogpunt zoveel mogelijk dient te worden vermeden. Een

voorwaarde hierbij is wel dat het dan gaat om hetzelfde type dijkvakken, met andere woorden dat het gaat om stationariteit van de dijkvakken. Bij een optimaal dijkkringontwerp en bij dijkvakken van hetzelfde type moet de faalkansmassa evenredig worden verdeeld over de onderliggende dijkvakken.

## 9.7 Te beantwoorden vragen bij opstellen ontwerpregels

Resumerend moeten er bij het ontwikkelen van ontwerpregels de volgende vragen worden beantwoord:

- Hoe moet de normfaalkans van een dijkkring worden verdeeld over de faalmechanismen?  
*Huidige praktijk:* De huidige praktijk is een conservatieve aanpak die gebruik maakt van een bovengrensbepaling, tenzij er sprake is van statistisch nagenoeg afhankelijke faalmechanismen.
- Hoe moet, per faalmechanisme, de normkans worden verdeeld over de dijkvakken?  
*Huidige praktijk:* De huidige praktijk is een conservatieve aanpak die gebruik maakt van een bovengrensbepaling door te veronderstellen dat het falen van het ene dijkvak onafhankelijk is van het falen van het andere. Het verdient aanbeveling om een methodiek te ontwikkelen, waarbij faalkansnormen ook over statistisch afhankelijke dijkvakken kunnen worden verdeeld (wellicht dat het op Bayesiaanse wijze veronderstellen van onzekerheidsverdelingen ons hier van dienst kan zijn).
- Moet bij het verdelen van normfaalkansen over de afzonderlijke dijkvakken rekening worden gehouden met de kosten van het realiseren van deze faalkansen? Zo ja, moeten deze kosten dan worden geminimaliseerd?  
*Huidige praktijk:* De huidige praktijk is dat er bij het toedelen van normfaalkansen aan dijkvakken meestal nog geen rekening wordt gehouden met de investeringskosten ten behoeve van het verbeteren van dijkvakken. Aangezien het gelijkmatig verdelen van normfaalkansen over afzonderlijke dijkvakken - rekening houdend met statistische afhankelijkheden - zonder een kostenoptimalisatie nog niet goed mogelijk is, heeft een kostenoptimale normfaalkanstoedeling vooralsnog niet de hoogste prioriteit.
- In hoeverre sluit een nieuwe ontwerpregel aan bij de bestaande praktijk?  
*Huidige praktijk:* In het kader van de TAW-Marsroute is gesteld dat nieuwe ontwerpregels zo veel mogelijk moeten aansluiten bij de huidige praktijk. Dit betekent dat er geen grote trendbreuk met ontwerpregels uit het recente en verdere verleden mag optreden.
- Moet de normfaalkans evenredig worden verdeeld of voornamelijk worden toebedeeld aan de zwakke plekken (b.v. de plekken met een zwakke ondergrond)? Overigens spelen lengte-effecten vooral een rol bij het evenredig verdelen van een normfaalkans.  
*Huidige praktijk:* De huidige praktijk is dat zwakke plekken in een dijkkring worden verbeterd zodra er niet meer wordt voldaan aan de normfaalkanseisen. Ongeacht de locatie zouden dijkvakken aan eenzelfde faalkansnorm moeten voldoen. Dit betekent b.v. dat dijkvakken met een zwakke ondergrond sterker moeten worden ontworpen dan dijkvakken met een sterke ondergrond (uiteraard indien de kosten buiten beschouwing worden gelaten).
- Hoe kan er in een algemene semi-probabilistische ontwerpregel rekening worden gehouden met locatie- en gebiedsafhankelijkheid (b.v. in het geval van een van locatie tot locatie variërende ondergrond)?  
*Huidige praktijk:* De huidige praktijk is dat de normfaalkans voor een dijkkring over de afzonderlijke faalmechanismen wordt verdeeld zonder rekening te houden met eventuele gebiedsafhankelijkheid. In een dijkkringfilosofie zou hier strikt genomen juist wel rekening mee moeten worden gehouden.
- Hoe verhouden de ontwerpregels zich met de toetsingsregels?  
*Huidige praktijk:* Aangezien de huidige ontwerpregels voor een groot deel zijn gebaseerd op een dijkvakbenadering in plaats van een dijkkringbenadering, zit er meestal geen groot verschil

tussen de ontwerp- en toetsingsregels. Ook nieuwe ontwerp- en toetsingsregels mogen uiteraard niet al te veel van elkaar verschillen.

- Zijn er grote verschillen tussen de ontwerpregels van verschillende faalmechanismen?  
*Huidige praktijk:* De huidige praktijk is dat ontwerpregels inderdaad afhangen van het desbetreffende faalmechanisme. In de toekomst zal dit wel zo blijven.



## 10 Het toetsen van het stationaire model

### 10.1 Het stationaire model

Een belangrijke aanname bij het modelleren van lengte-effecten is dat het beschouwde stochastische proces, zoals bijvoorbeeld de sterkte van een geometrie, een zwak stationair stochastisch proces voorstelt. Zoals in Hoofdstuk 2 is vermeld, is een zwak stationair stochastisch proces een proces waarvoor de verwachte waarden en spreidingen niet afhangen van de afstand tussen de beschouwde geometrieën en waarvoor de correlatie een functie is van alleen de afstand tussen de punten op het definitiegebied. De keuze voor een zwak stationair proces heeft het voordeel dat het wiskundig model relatief eenvoudig is. In de literatuur is al veel bekend over het modelleren van lengte-effecten met behulp van zwak stationaire processen [voor een overzicht zie Grondmechanica Delft (1996b)]. Ook worden stationaire processen vaak toegepast in tijdreeksanalyses. In de praktijk zijn veel stochastische processen echter niet-stationair.

Stationariteit zou kunnen worden getoetst met behulp van statistische significantietoetsen, waarin bijvoorbeeld de hypothese wordt getoetst of er sprake is van een trend. Blijkt uit zo'n toets dat het bestudeerde stochastische proces wel degelijk niet-stationair is, dan is vervolgens de vraag hoe deze niet-stationariteit wiskundig kan worden gemodelleerd. Ook hiervoor zijn diverse technieken beschikbaar, die ruwweg neerkomen op het opdelen van het niet-stationaire stochastische proces in een trenddeel en een fluctuatiedeel, waarbij het fluctuatiedeel een zwak stationair stochastisch proces is. Over het algemeen zijn wiskundige modellen van niet-stationaire stochastische processen nogal complex en vrij rekenintensief. Het is dan ook maar de vraag of een diepgaande modellering van een eventueel niet-stationair proces eigenlijk wel opweegt tegen andere onzekerheden zoals die in de schademodelering. Een andere aanpak is om een niet-stationaire dijkkring op te delen in stationaire, afhankelijke dijkvakken.

Indien er sprake is van een significante niet-stationariteit in bijvoorbeeld de sterkte van een dijkvak, dan is er dus een geometrie die veel slechter is dan de andere. Een bijkomend voordeel hiervan is dat, hoe signifikanter de niet-stationariteit is, des te groter is de lengte-effectfactor en des te kleiner ook de onzekerheid in de faalkans is. Voor een voorbeeld van stationariteit zie de sonderingsgegevens van de bekkendijk van Jannezand in Figuur 4.1. Voor een voorbeeld van een sterke niet-stationariteit zie de veekhoogtewaarnemingen in Figuur 5.1. Een ander illustratief voorbeeld van een stationair proces is vaak de ruimtelijke variatie van dijkhoogtes [zie Frijters (1993)].

Kenmerkend voor het beschrijven van een fysisch proces met behulp van een wiskundig model is veelal, dat er een afweging moet worden gemaakt tussen een correcte en volledige modellering van de fysica enerzijds en een hanteerbaar wiskundig model anderzijds. In dit licht moet dan ook de keuze voor het modelleren van lengte-effecten met behulp van zwak stationaire processen worden gezien. Ook al is de werkelijkheid veelal niet-stationair toch blijkt een zwak stationair proces als benadering te kunnen worden gebruikt.

De stelling kan worden verdedigd, dat de fout die wordt gemaakt door een niet-stationair proces te modelleren met behulp van een stationair model veelal aan de veilige kant zit. Hoe groter immers de niet-stationariteit, des te meer informatie is er beschikbaar, des te kleiner is de onzekerheid en des te lager is dientengevolge de bijbehorende werkelijke faalkans (overschatting). Dit voordeel is overigens niet aanwezig bij het benaderen van onderling afhankelijke faalkansen door onderling onafhankelijke faalkansen: hoe groter de afhankelijkheid tussen faalkansen van dijkvakken, des te groter is immers de werkelijke faalkans van de dijkkring in zijn geheel (onderschatting).

Aangezien het modelleren van niet-stationaire lengte-effecten door middel van een zwak stationair proces veelal een overschatting oplevert van de daadwerkelijke faalkans, kunnen de wiskundig hanteerbare stationaire processen vrij goed worden toegepast. Is er echter sprake van een zeer grote niet-stationariteit voor de onderliggende dijkkringgedeelten, dan is het aan te bevelen om het overeenkomstig op te delen in stationaire stukken. We hebben dan te maken met 'stuksgewijze stationariteit' (voor een voorbeeld zie de veekhoogtewaarnemingen in Figuur 5.1).

Tijdens de workshop is er geconcludeerd, dat het ontwikkelen van niet-stationaire modellen in het kader van het project 'Lengte-effecten' vooralsnog niet de hoogste prioriteit heeft.

## 10.2 Conclusie

Het ontwikkelen van een niet-stationair probabilistisch model voor de beschrijving van ruimtelijke variaties heeft niet de hoogste prioriteit.

# 11 Samenvattende conclusies

1. Het verduidelijken van het ruimtelijke variatiegedrag van de freatische lijn ten behoeve van het faalmechanisme macro-instabiliteit:
  - Voor een dijkvak van 140 m lengte blijkt dat de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect gering is (gebaseerd op een stationaire stromingssituatie). Hierbij is zowel de invloed van de standaardafwijking van de freatische lijn verdisconteerd (van 0,06 tot 0,2 m) als de invloed van de fluctuatieschaal (van 25 tot 90 m). Aan de hand van de - door middel van een niveau-II-analyse berekende - doorsnede-faalkans speelt de freatische lijn in dit geval een dominante rol. Het ligt dan ook in de verwachting dat een wisselende freatische lijn een grotere invloed op het lengte-effect zou moeten hebben dan uit de resultaten van de berekeningen blijkt. Het wordt derhalve aanbevolen om in een volgende fase nader onderzoek te verrichten naar de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect.
  - Ook voor een dijkvak met een aanzienlijk grotere lengte (1120 m) lijkt de invloed van een wisselende freatische lijn op het lengte-effect gering.
  - De resultaten van de in Hoofdstuk 3 gepresenteerde analyse zijn mogelijk (sterk) afhankelijk van de gekozen geotechnische parameters en het dwarsprofiel van het dijklichaam.
  - Er is geen rekening gehouden met overspannen water in een eerste watervoerend pakket direct onder een dunne deklaag aan de binnentaludzijde, hetgeen goed denkbaar is in het rivierengebied.
2. Het verduidelijken van het ruimtelijk variatiegedrag van korrelkarakteristieken ten behoeve van het faalmechanisme 'piping': uit een analyse van sonderingsgegevens van het spaarbekken van Jannezand blijkt dat de fluctuatieschaal van de gemiddelde conusweerstand in de bovenste twee meter van het Pleistocene zandpakket langs het tracé van de bekkendijk ruim 200 m bedraagt.
3. Het verduidelijken van het ruimtelijk variatiegedrag van golfhoogte, golfperiode en kritiekoverslagdebiet ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het faalmechanisme overslag: uit een analyse van Zeeuwse veekrandwaarnemingen blijkt dat de fluctuatieschaal ongeveer honderd meter is. Het is dan ook aan te bevelen om bij het ontwerpen van dijkvakken rekening te houden met een ruimtelijk fluctuatiedrag van veekhoogtes en daarmee dus ook van golfhoogtes. Wat betreft de golfhoogte-variantie langs de dijk van de Noordoostpolder kan vooralsnog geen goede schatting worden gemaakt van de fluctuatieschaal.
4. Uit de berekeningen in dit rapport blijkt dat het slechtste dijkvak de faalkans van het seriesysteem waar het deel van uit maakt voor een deel bepaalt. Met behulp van een zwak stationair proces kunnen 'slechtste' dijkvakken worden gemodelleerd door niet-stationaire verwachtingswaarden en niet-stationaire standaarddeviaties uit te middelen. Praktisch gezien betekent het uitmiddelen van niet-stationariteiten dat, ook al kunnen de onzekerheden in verwachting en spreiding van de sterkte/belasting door meten worden verkleind, dit niet per se hoeft te leiden tot een kleinere faalkans van het bestudeerde seriesysteem van dijkvakken. Bij het uitmiddelen van niet-stationariteiten worden de niet-stationaire verwachtingswaarden (dat wil zeggen verwachtingswaarden die van elkaar verschillen) vervangen door stationaire verwachtingswaarden (dat wil zeggen verwachtingswaarden die aan elkaar gelijk zijn) en worden de bijbehorende standaarddeviaties van sterkte/belasting per dijkvak groter dan ze oorspronkelijk waren. Omgekeerd kan het doen van metingen er dus voor zorgen dat er, ook al is meer informatie over sterkte/belasting beschikbaar en is de bijbehorende onzekerheid dientengevolge kleiner, dat dit door de identificatie van een 'slechtste' dijkvak per saldo niet hoeft te leiden tot een lagere faalkans. Verder dient er nog onderzocht te worden in hoeverre de autocorrelatiefunctie bij het uitmiddelen onveranderd mag blijven.
5. Bij het ontwikkelen van semi-probabilistische ontwerpregels voor het verdelen van een normfaalkans voor dijkringen over de afzonderlijke dijkvakken dienen de volgende vragen te worden beantwoord:

- Hoe moet de normfaalkans van een dijkkring worden verdeeld over de faalmechanismen?
  - Hoe moet, per faalmechanisme, de normkans worden verdeeld over de dijkvakken?  
De huidige praktijk is een conservatieve aanpak die gebruik maakt van een bovengrensbenedering door te veronderstellen dat het falen van het ene dijkvak onafhankelijk is van het falen van het andere. Het verdient aanbeveling om een methodiek te ontwikkelen, waarbij faalkansnormen ook over statistisch afhankelijke dijkvakken kunnen worden verdeeld.
  - Moet bij het verdelen van normfaalkansen over de afzonderlijke dijkvakken rekening worden gehouden met de kosten van het realiseren van deze faalkansen? Zo ja, moeten deze kosten dan worden geminimaliseerd?
  - In hoeverre sluit een nieuwe ontwerpregel aan bij de bestaande praktijk?
  - Moet de normfaalkans evenredig worden verdeeld of voornamelijk worden toebedeeld aan de zwakke plekken (b.v. de plekken met een zwakke ondergrond)? Overigens spelen lengte-effecten vooral een rol bij het evenredig verdelen van een normfaalkans.
  - Hoe kan er in een algemene semi-probabilistische ontwerpregel rekening worden gehouden met locatie- en gebiedsafhankelijkheid (b.v. in het geval van een van locatie tot locatie variërende ondergrond)?
  - Hoe verhouden de ontwerpregels zich met de toetsingsregels?
  - Zijn er grote verschillen tussen de ontwerpregels van verschillende faalmechanismen?
6. 'Kriging'-technieken voor het schatten van de onzekerheid in de geometrie tussen de gemeten raaien in hebben niet de hoogste prioriteit.
  7. Het modelleren van tijdsafhankelijke aspecten van ruimtelijke variaties heeft niet de hoogste prioriteit.
  8. Het ontwikkelen van een niet-stationair probabilistisch model voor de beschrijving van ruimtelijke variaties heeft niet de hoogste prioriteit.

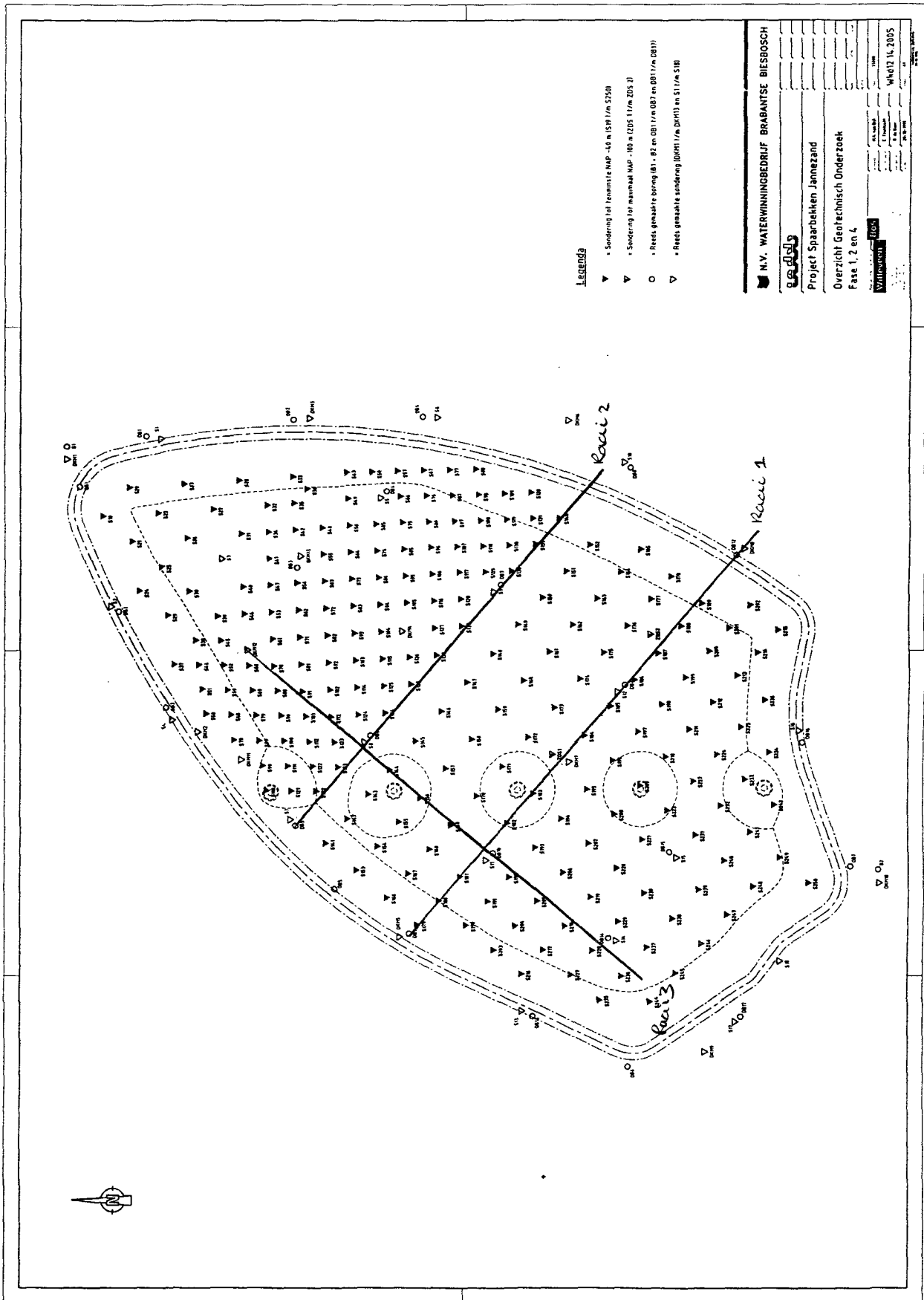


## 12 Literatuur

- W.T. Bakker. Een schets van een probabilistische methode voor dijkskruinhoogteberekening. Nota WWKZ-78.V003, Vlissingen, Januari 1978.
- Ditlevsen, O., en H.O. Madsen, *Structural Reliability Methods*, John Wiley & Sons, 1996.
- Feller, W., *An Introduction to Probability Theory and Its Applications; Volume II*, John Wiley & Sons, 1966.
- Frijters, M. Lengte-effecten, Afstudeerverslag, Faculteit der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft, 1993.
- Grondmechanica Delft, Studie Lengte-effecten (Inventarisatiefase), Technisch Rapport CO-366850/28, Juli 1996a.
- Grondmechanica Delft, Probabilisme in de Geotechniek; Onderdeel Ruimtelijke Variabiliteit, Technisch Rapport 361410/34, November 1996b.
- Karlin, S., en H.M. Taylor. *A First Course in Stochastic Processes; Second Edition*. Academic Press, Inc., 1975.
- Meermans, W. Lengte-effecten, autocorrelatie en autocorrelatiefuncties. Technisch Rapport, Faculteit der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft, 1997.
- Noortwijk, J.M. van. Optimal Maintenance Decisions for Hydraulic Structures under Isotropic Deterioration. Faculteit der Technische Wiskunde & Informatica, Technische Universiteit Delft, 1996.
- Roelse, P, en W.T. Bakker. Statistical investigations on dike failure. *Proceedings 29th Conference on Coastal Engineering*, Taipei, 1986.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 2, benedenriviereengebied, Appendices. 1989.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M., en E.O.F. Calle. Measuring Spatial Correlation of Soil Properties. Technisch Rapport TNO-IBBC DY-88-056, Mei 1988.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M. Case Study Noord-Schuddeland. Technisch Rapport TNO-Bouw 94-CON-R0122, Januari 1994.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M., en J.K. Vrijling. Probabilistisch ontwerpen, Dicaat b3, Faculteit der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft, 1986.

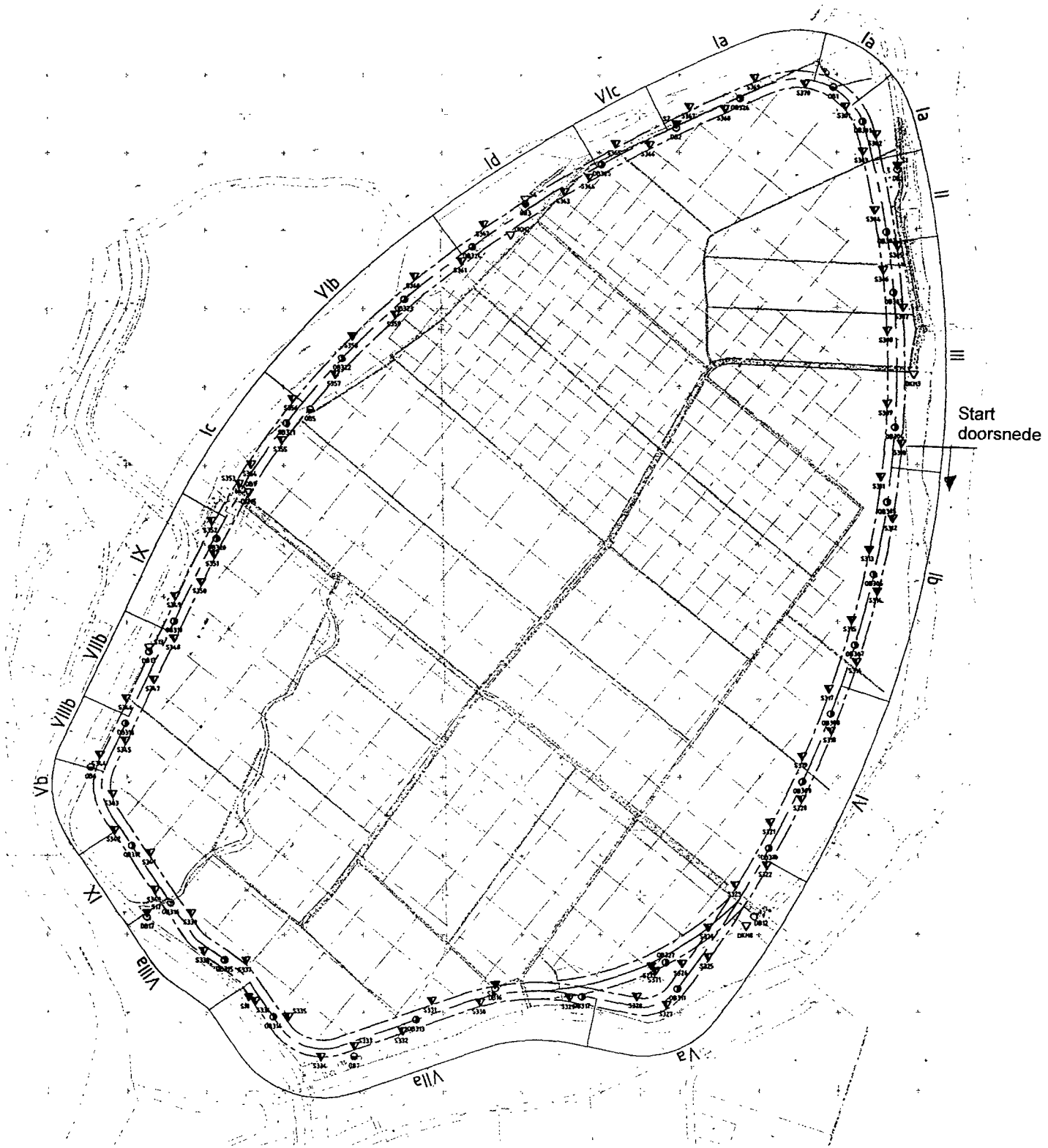
## **Bijlage A**

### **Bovenaanzicht I Spaarbekken Jannezand**



## **Bijlage B**

### **Bovenaanzicht II Spaarbekken Jannezand**

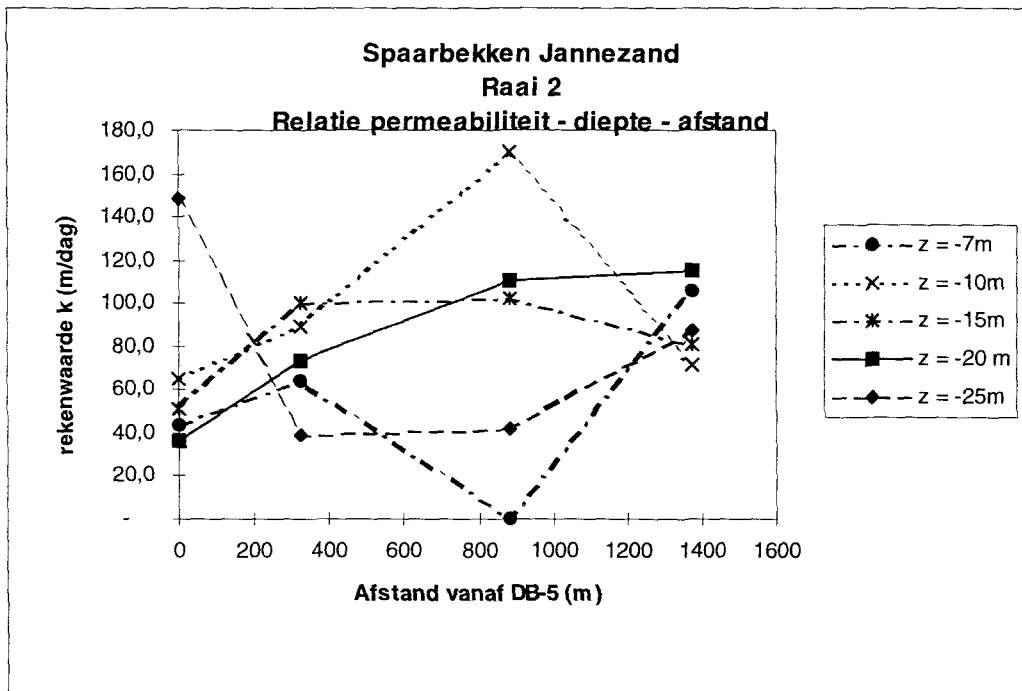
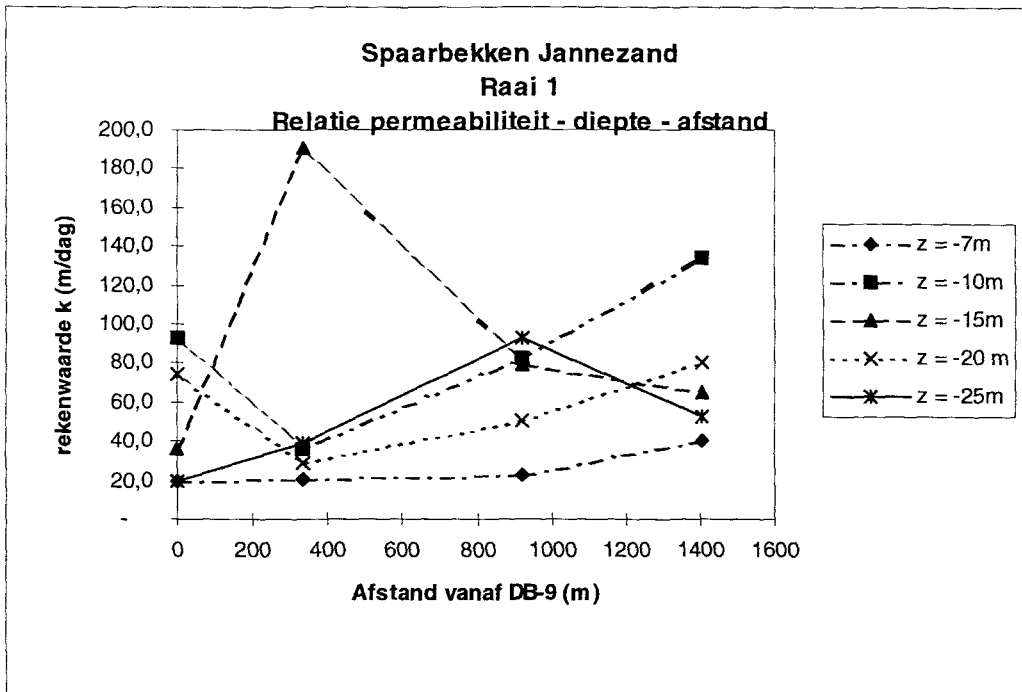


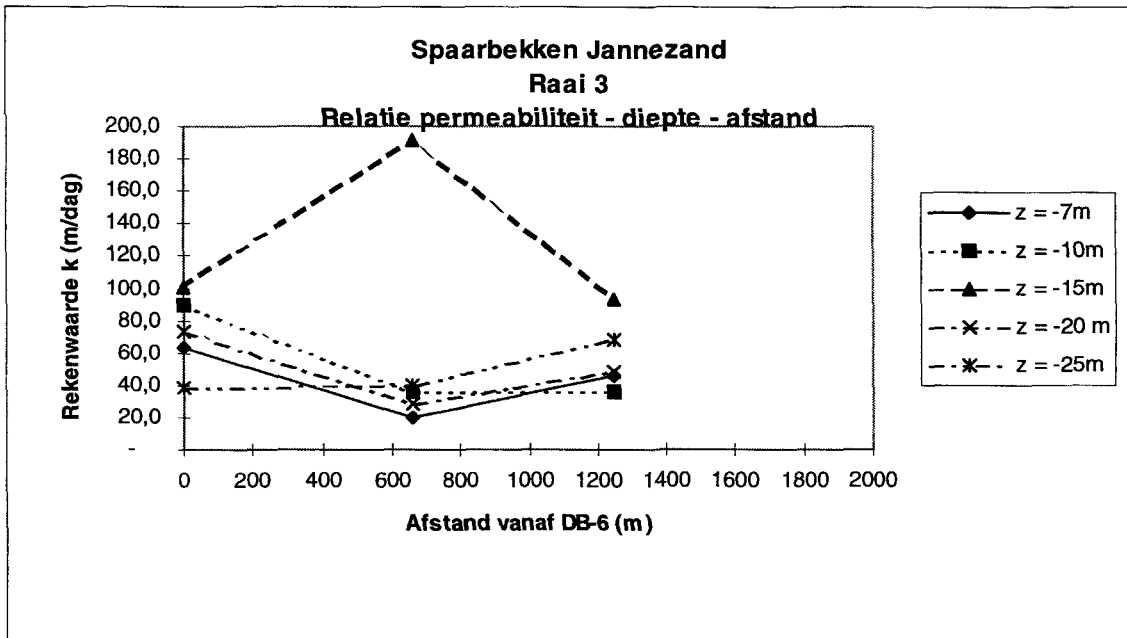
**SITUATIE SPAARBEKKEN**

SCHAAL 1:10.000

## **Bijlage C**

### **Berekeningen doorlatendheid van het Pleistocene zand**



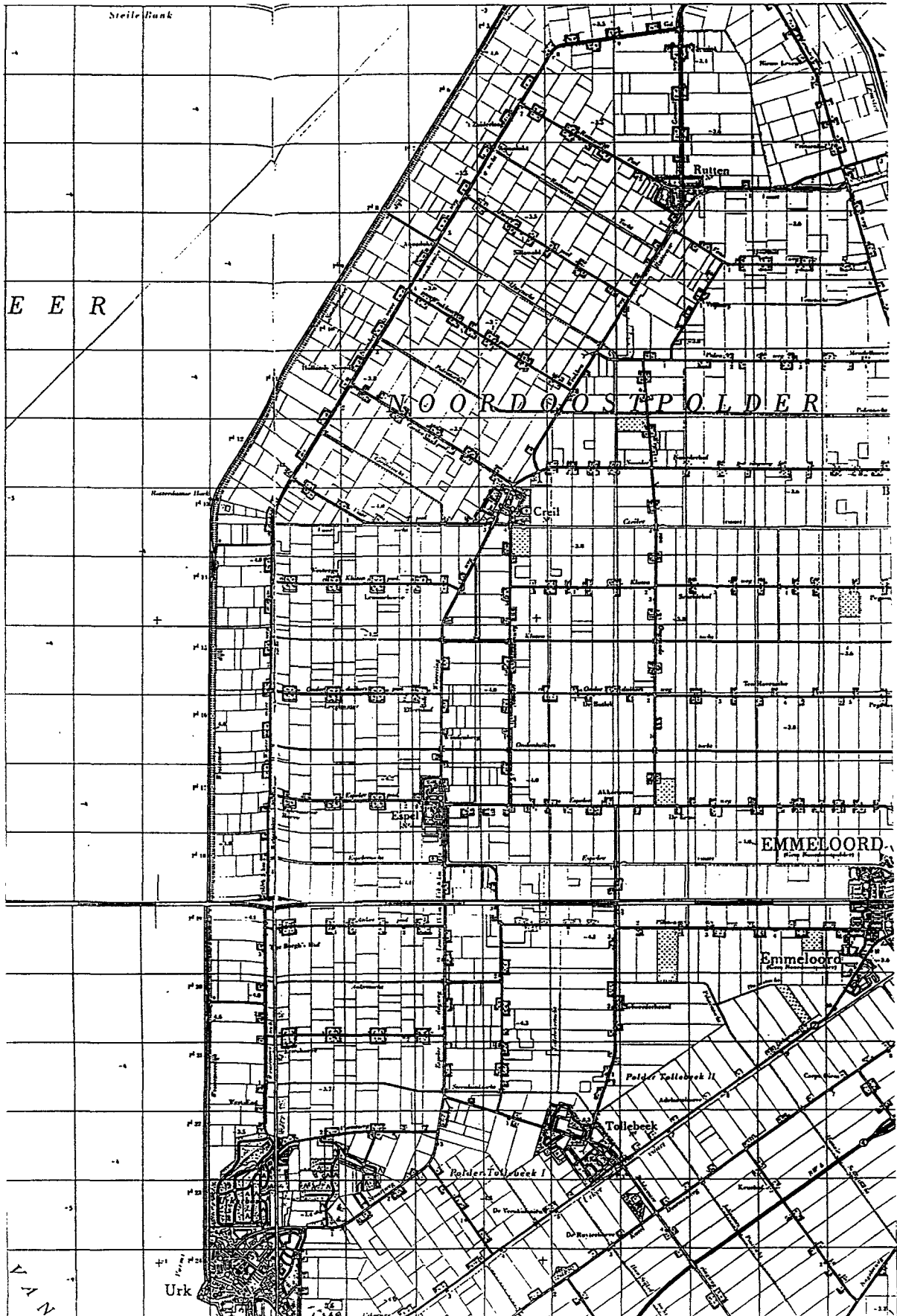


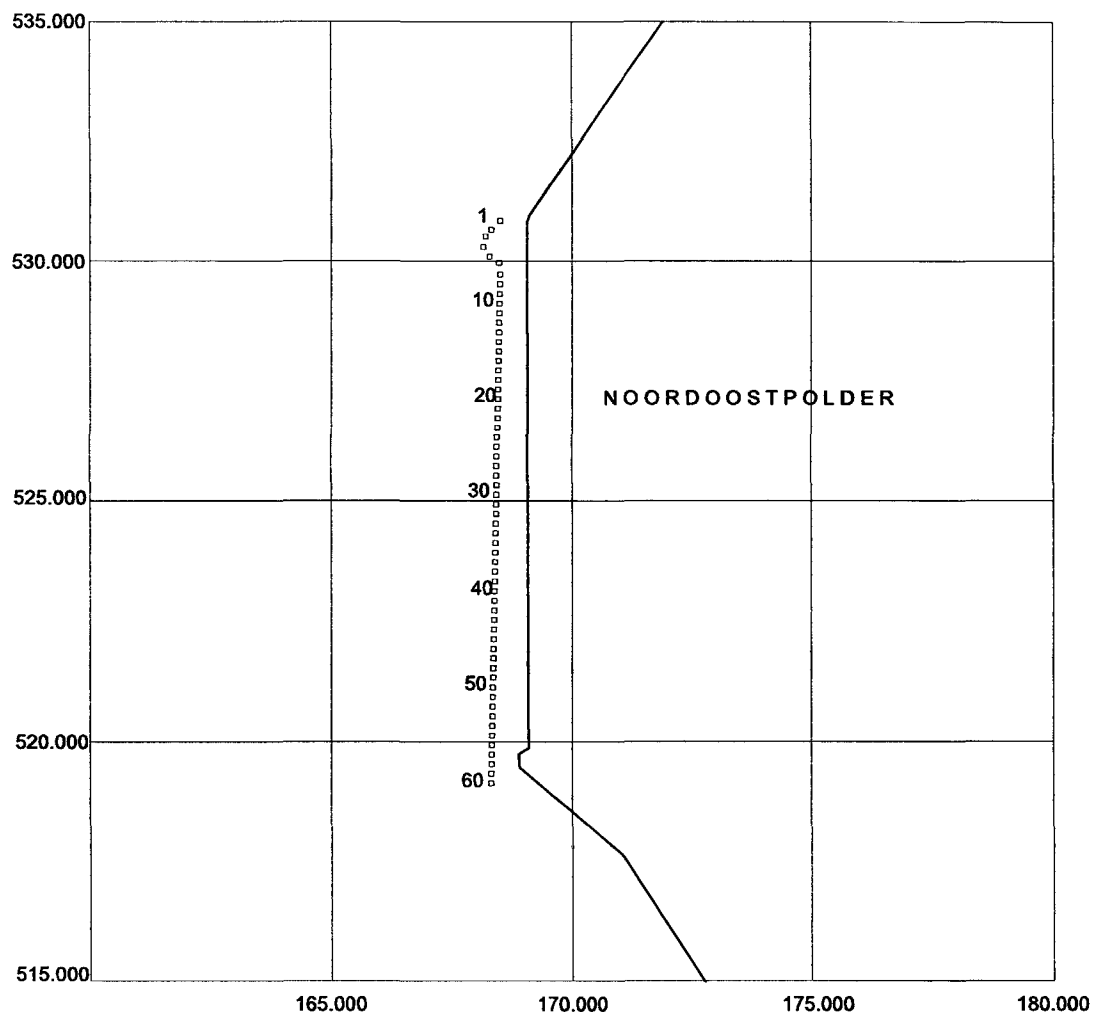




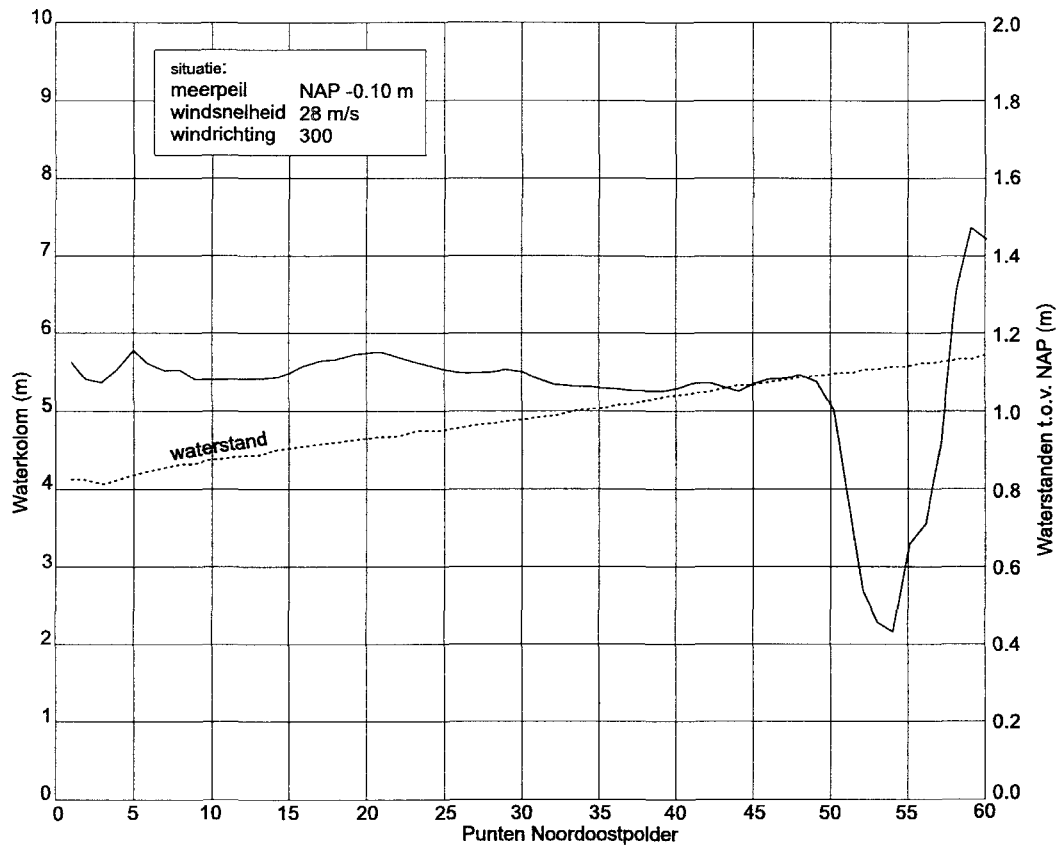
## **Bijlage D**

### **Golfhoogte-variatie langs de dijk van de Noordoostpolder**

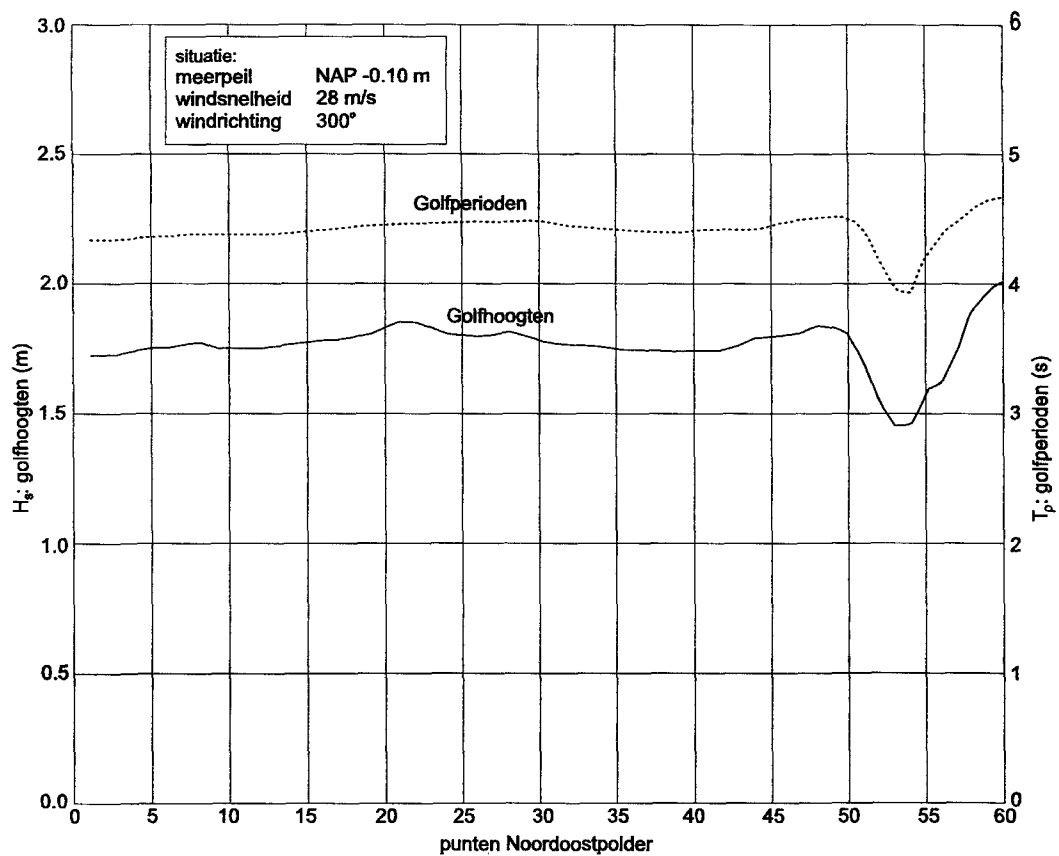




Punten Noordoostpolder.



Waterdiepte en waterstand ten opzichte van NAP voor punten Noordoostpolder.



Golfhoogten en golfteriode voor punten Noordoostpolder.



## **Bijlage E**

### **Variatie van golfcondities langs een dijk**



representatieve golfparameters. De schaal waarop deze variaties zich afspelen komt overeen met de lengteschaal van individuele golven (golf lengte) en de bijbehorende tijdschaal (golfperiode).

Variabiliteit op een iets grotere schaal komt tot uiting in de beperkte afmeting van een golf, gemeten loodrecht op de richting van golfvoortplanting. Een betrekkelijk sterke beperking van die afmeting wordt aangeduid met de term kortkammigheid. Onderkenning van dit verschijnsel heeft bij het ontwerp van de schuiven van de Oosterscheldekering tot een wezenlijke reductie van de maatgevende golfbelasting geleid. De lengte van een schuif bleek groot ten opzichte van de orde grootte van de lengte van de golfkammen. Daarom treedt golfbelasting slechts over een beperkt deel van de schuif op. In wezen is ook hier sprake van ruimtelijke variatie in belasting die wordt veroorzaakt door individuele golven.

Op een nog grotere ruimteschaal wordt variabiliteit van golfkarakteristieken voor als gevolg van variaties in de vormgeving van het bekken waarin de betreffende golven zich voortplanten. Daarnaast kan zulke variabiliteit worden veroorzaakt door ruimtelijke fluctuaties in de intensiteit en de richting van de wind die de golven opwekt.

De belasting die golven op een constructie veroorzaken is sterk gerelateerd aan de hoek waaronder die golven de constructie naderen. Voor een deel is die hoek gekoppeld aan de richting waarin de golven zijn opgewekt. Echter, bij een natuurlijk windveld worden golven in uiteenlopende richtingen opgewekt. Anderzijds geldt dat er wel steeds sprake is van een dominante windrichting en dat veruit de meeste golven zich in die richting voortplanten.

Op de route die golven afleggen vanaf de plaats waar zij worden opgewekt naar de plaats waar zij een constructie treffen, kunnen de golfkarakteristieken (hoogte, periode en richting) veranderen. Dat geldt zowel voor individuele golven en als voor de genoemde representatieve golfparameters. Als de golf lengte voldoende groot is ten opzichte van de waterdiepte, wordt de richting van de golfvoortplanting beïnvloed door variaties in de waterdiepte. Daarbij verandert ook de golfhoogte, terwijl de golfperiode echter ongeveer gelijk blijft.

Deze relatie tussen golfvoortplanting en bodemtopografie houdt in dat ruimtelijke variaties in die topografie direct leiden tot variabiliteit in de golfbelasting op een constructie, mits de afmetingen van die constructie vergelijkbaar zijn of groter zijn dan de lengteschaal van variaties in de bodemtopografie.

Een analoge redenering is van toepassing op de geometrie van het bekken waarin golven worden opgewekt. Afhankelijk van die geometrie kan de afstand waarover de wind golven kan opwekken van plaats tot plaats verschillen. De golfcondities doen dat dan ook. Daarnaast geldt dat obstakels in de golfvoortplanting kunnen leiden tot diffractie-achtige verschijnselen. Daarbij krullen de golven zich als het ware om het obstakel heen. Op die manier is het mogelijk dat in een willekeurig punt, golven uit twee verschillende richtingen komen, terwijl die golven oorspronkelijk afkomstig zijn van hetzelfde veld. Die golven uit verschillende richtingen zullen interfereren. Het interferentiepatroon zal van plaats tot plaats verschillen. Obstakels vormen zodoende ook een bron voor ruimtelijke variaties in de golfkarakteristieken (een soortgelijke redenering gaat op voor golfreflectie op obstakels).

Ruimtelijke variaties in golfcondities kunnen ook het gevolg zijn van fluctuaties in het windveld waarin de golven worden opgewekt. De fluctuaties kunnen gerelateerd zijn aan inhomogeniteiten in dat windveld, maar ook aan verplaatsing van dat veld. In Nederland zijn windvelden gekoppeld aan de passage van gebieden met hoge en lage luchtdruk. Tijdens zo'n passage kunnen op een willekeurige locatie de snelheid en de richting van de wind in de loop van de tijd veranderen. De golfkarakteristieken volgen dat verloop. Daarnaast kan de passage van een hoge- of lagedrukgebied aanleiding zijn tot ruimtelijke variaties in het windveld en dus ook in het golfveld. Populair gezegd: een depressie kan niet overal tegelijk hetzelfde werk doen. Overigens kent een depressie (of een

gebied van hoge luchtdruk) een opbouw en een afbouwphase, die op hun beurt ook weer kunnen leiden tot ruimtelijke en temporele fluctuaties in de golfkarakteristieken.

Tot slot wordt opgemerkt dat de vormgeving van de constructie kan leiden tot ruimtelijke variaties in golfbelasting, alhoewel het golfveld zelf op het niveau van de representatieve golfparameters een homogeen karakter heeft. Dat heeft onder meer te maken met het feit dat de golfbelasting op een constructie afhankelijk is van de hoek waaronder een golf op de constructie invalt. Zo werkt een gebogen vorm van de constructie een dergelijke variatie in de hand.

Uit bovenstaande moge blijken dat er geen universele lengteschaal is voor variaties in de karakteristieken van een golfveld. In de meeste situaties die in de civieltechnische ingenieurspraktijk relevant zijn, wordt die lengteschaal bepaald door de vormgeving van de constructie, de geometrie van het bekken waarin golven worden opgewekt en de invloed van de bodemtopografie op de opwekking van voortplanting van die golven.

## **Bijlage F**

**Faalkansberekening voor een dijkvak bestaande uit zeven moten**

Naar aanleiding van de probabilistische som over de ruimtelijke variatie in de freatische lijn in § 3.6.3 is door prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder van TNO-BOUW met het programma SYSREL een aantal tweede-orde-bovengrenzen bepaald. Ook zijn hiervoor met behulp van het in Hoofdstuk 6 beschreven 'directional sampling'-programma een aantal benaderingen verkregen. Voor de theorie zie respectievelijk Hoofdstuk 6 en 9 van Ditlevsen & Madsen (1996).

Beschouwd wordt referentiesom 2.2 (Tabel 3.7) uit § 3.6.3. De faalkans van één moot is berekend als  $p_1 = 1.72 \cdot 10^{-7}$ . Gevraagd is nu de faalkans van een dijkvak bestaande uit 7 moten indien:

- (a) alleen de grondparameters van moot tot moot kunnen variëren;
- (b) zowel de grondparameters als de freatische lijn van moot tot moot kunnen variëren.

Hierbij is gegeven dat

$$\alpha(\text{grondparameters}) = \sqrt{0.07^2 + 0.17^2 + 0.05^2} = 0.19;$$

$$\alpha(\text{freatische lijn}) = 0.29$$

Daarmee is voor de gevallen (a) en (b) de correlatie tussen twee moten te berekenen als:

- (a)  $\rho = 1 - 0.19^2 = 0.96$ ;
- (b)  $\rho = 1 - 0.19^2 - 0.29^2 = 0.86$ .

Met behulp van SYSREL zijn tweede-orde-bovengrenzen verkregen zoals te vinden in onderstaande tabel. De eerste-orde-bovengrens is de situatie waarbij falen van de 7 moten als statistisch onafhankelijk kan worden verondersteld.

som	ruimtelijke fluctuatie	$\rho$	'directional sampling'-schatting	tweede-orde-bovengrens	eerste-orde-bovengrens
(a)	alleen fluctuatie grondparameters	0.96	$2 p_1$	$4 p_1$	$7 p_1$
(b)	fluctuatie grondparameters en freatische lijn	0.86	$5 p_1$	$6 p_1$	$7 p_1$

Vervolgens is nog een tweetal berekeningen gemaakt met het 'directional sampling'-programma van Hoofdstuk 6. Veronderstel een zeven-dimensionale normale verdeling met verwachtingswaarden  $\mu_i = 0$ ,  $i = 1, \dots, 7$ , standaarddeviaties  $\sigma_i = 1$ ,  $i = 1, \dots, 7$ , een constante autocorrelatiefunctie  $\rho(x) = \rho$ ,  $x > 0$ , en een faalgrens van  $y = \Phi^{-1}(p_1)$ . De faalkans van het seriesysteem bestaande uit 7 moten is te vinden in bovenstaande tabel.

## **Bijlage G**

### **Lijst van deelnemers workshop 'Lengte-effecten'**

Op initiatief van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat te Delft is een tweedaagse workshop 'Lengte-effecten' georganiseerd, en wel op 5 december 1996 en 5 februari 1997.

Op de twee workshopdagen waren de volgende 11 personen aanwezig:

1. Ir. W.T. Bakker, Rijkswaterstaat Rijksinstituut van Kust en Zee, Den Haag (alleen aanwezig op 5-2-1997).
2. Ir. E.O.F. Calle, Grondmechanica Delft, Delft.
3. Prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder, TNO-BOUW, Delft.
4. Ir. F. den Heijer, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft.
5. Drs. A. Roos, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft.
6. Ir. W. Volker, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft.
7. Ir. W. Meermans, Technische Universiteit Delft, Delft.
8. Ir. E.A.H. Teunissen, Witteveen + Bos, Deventer.
9. Ir. G. Hamoen, Witteveen + Bos, Deventer.
10. Dr.ir. M. Kok, HKV LIJN IN WATER, Lelystad.
11. Dr.ir. J.M. van Noortwijk, HKV LIJN IN WATER, Lelystad.

## **Bijlage H**

### **Verslag eerste workshopdag 'Lengte-effecten'**

Op initiatief van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat te Delft is een tweedaagse workshop 'Lengte-effecten' georganiseerd, en wel op 5 december 1996 en 5 februari 1997 (voor een lijst van deelnemers zie Bijlage G). Deze bijlage is de verslaglegging van de eerste workshopdag. Tijdens de workshopdag werd elk gespreksonderwerp kort ingeleid door ir. E.O.F. Calle van Grondmechanica Delft en prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder van TNO-BOUW.

De volgende onderwerpen kwamen aan bod:

- Activiteit A:** Vragen met betrekking tot de parameters die van belang zijn bij het modelleren van het ruimtelijk variatiegedrag van de faalmechanismen macro-instabiliteit, piping, overslag en duinafslag.
- Activiteit B:** Vragen met betrekking tot lengte-effecten van het eerste type.
- Activiteit C:** Vragen met betrekking tot lengte-effecten van het tweede type.
- Activiteit E:** Het toetsen van het stationaire model voor parameters waarvoor gegevens beschikbaar zijn.
- Activiteit F:** Het identificeren van parameters waarvoor het ruimtelijk variatiegedrag van belang is en waarvoor nog geen gegevens beschikbaar zijn.

Voor de volledigheid zij opgemerkt dat Activiteit D ("Het uitwerken van semi-probabilistische rekenregels") wordt uitgevoerd in fase 3 van het project 'Lengte-effecten'.

**A1:** *Het verduidelijken van het ruimtelijke variatiegedrag (type variatie en parameters) van wateroverspanningen, ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het mechanisme macro-instabiliteit. De vraag is hierbij of er waarnemingen beschikbaar zijn van opgetreden afschuivingen voor het verkrijgen van extra inzicht in het variatiegedrag van schuifsterkteparameters.*

Uit fase 1 van het project 'Lengte-effecten' [Grondmechanica Delft (1996a)] is gebleken dat de lengte-effecten van het eerste type voor het faalmechanisme macro-instabiliteit voornamelijk worden veroorzaakt door:

1. variatie van de schuifsterkte in de lengterichting en
2. variatie van freatische waterspanningen en wateroverspanningen in de lengterichting van de dijk.

#### **Stellingen en conclusies:**

Gedurende de workshopdiscussie werden de volgende stellingen geponeerd c.q. conclusies getrokken:

- De ruimtelijke variatie in de grondmechanische sterkteparameters is groter dan de ruimtelijke variatie in de hydraulische belastingsparameters. De lengte-effectfactor is voor sterkteparameters dan ook groter dan voor belastingsparameters. Verder zijn belastingen meestal dominant in hun bijdrage aan de faalkans van een dijkkring.
- Is er sprake van een sterke statistische inhomogeniteit, dan is de lengte-effectfactor groot. Een voorbeeld van een inhomogeniteit is de aanwezigheid van een geul. Geulen kunnen immers vooraf onderkend en zodoende expliciet gemodelleerd worden. Hoe meer geulen er zijn, des te groter is de ruimtelijke variatie en des groter is dus de bijbehorende lengte-effectfactor. Indien bij het modelleren van faalmechanismen expliciet rekening wordt gehouden met de



aanwezigheid van geulen moet er waarschijnlijk een ander wiskundig model worden ontwikkeld.

- In de Holocene pakketten zit meer ruimtelijke variatie dan in de Pleistocene pakketten.
- In de eerste fase van het project 'Lengte-effecten' is geen rekening gehouden met variatie van:
  - freatische lijn binnen het dijklichaam;
  - wateroverspanningen in de dieper gelegen zandpakketten (die zich onder het afdekpakket bevinden);

De redenen om geen rekening te houden met de ruimtelijke variatie lag aan het feit dat het sterke vermoeden bestond dat eventuele verschillen in ruimtelijke zin snel uitvlakken met name in de dieper gelegen zandpakketten. Wel was men van mening dat een ruimtelijke variatie van de freatische lijn in het dijklichaam (freatische waterspanningen) mogelijk een rol spelen. Tijdens de eerste workshopdag is er voorgesteld om een probabilistische som uit te voeren, waarin juist wel sprake is van een ruimtelijke variatie in de wateroverspanning (voor de resultaten zie Hoofdstuk 3). Voor het beschrijven van het ruimtelijk variatiegedrag van wateroverspanning kan de  $k$ -waarde (doorlatendheid) worden gebruikt. Ook kunnen in dit verband geologische afzettingen van belang zijn.

- Het grondonderzoek kan het beste worden uitgevoerd voor die locaties waarvan men vermoedt dat zij afwijken van de rest. Andere onzekerheden kunnen dan worden gemodelleerd met behulp van een stochastisch lengte-effectenmodel. Uiteraard is het wel zo dat er praktisch en economisch gezien ook een grens zit aan de meetdichtheid van grondonderzoek.

### Gegevens:

Er zijn nog weinig gegevens beschikbaar over de ruimtelijke variatie van freatische waterspanningen.

Ten behoeve van het voorwerk van de eerste workshopdag werd er van uit gegaan dat de wateroverspanningen waarom het hier gaat, betrekking hebben op wateroverspanningen die ontstaan in het watervoerend pakket onder de deklaag, en niet om wateroverspanningen veroorzaakt door ophogingen. In de beschikbare tijd zijn geen bruikbare databestanden van peilbuiswaarnemingen langs een bepaalde strekking van een dijk gevonden. Gevonden artikelen waarin stijghoogte-waarnemingen behandeld worden hebben betrekking op één bepaalde doorsnede.

Verreweg de meeste voorbeelden waarbij de ruimtelijke variatie van wateroverspanningen naar voren komt zijn gehaald uit de door TAW uitgegeven boekjes "Water tegen de dijk 1993" en "Druk op de dijken 1995" naar aanleiding van hoogwater in Nederland in 1993 en 1995. Verder werden nog een viertal andere waarnemingen genoemd (Streefkerk, Julianakanaal, Indonesië, Koudekerke). Er is een aantal foto's getoond, waarop duidelijk gevallen van kwel en afschuiving te zien zijn.

Voor het beschrijven van het ruimtelijk variatiegedrag van wateroverspanningen, ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het mechanisme macro-instabiliteit, kunnen resumerend wellicht de volgende waarnemingen worden gebruikt:

- **Streefkerk:** Na verbeteringswerken is er een afschuiving van het binnentalud waargenomen tussen dijkpaal 210 en 211 te Streefkerk over een lengte van circa 80 meter. Uit peilbuiswaarnemingen in één doorsnede blijkt:
  - de waterspanning van de deklaag reageert *niet* op de buitenwaterstand;
  - de waterspanning van het zandpakket reageert *wel* op de buitenwaterstand.
- **Julianakanaal:** Tijdens verbeteringswerken is verweking van het talud over een variërende breedte van 1 tot 40 meter waargenomen. Hierna zijn peilbuizen geplaatst waarbij de opgenomen stijghoogte langs

de strekking voornamelijk gerelateerd was aan de waterstanden van de Maas (er zijn geen veldmetingen bekend).

- **Jakarta, Indonesië:** Afschuiving langs het onderwatertalud van de boezem, over een breedte van circa 25 meter. Uittredend water langs het talud waargenomen.
- **Koudekerke, zuidoever van het eiland Schouwen:** Afschuiving over een lengte van 200 meter (zettingsvloeiing).
- **Hoogwater Nederland 1993 en 1995 langs de Rijn, Lek, Waal en Maas:**
  - Rijn:*
    - Langs de Rijn, bij hectometerpalen (N)18 en (N)102 werd veel spanningswater geconstateerd in het talud bij een afrit van een woning.
    - Belangrijke kwel langs en nabij de binnenteen deed zich voor tussen hectometerpaal 49 en 55 van de Rijn.
    - Langs de Rijn kwam in het gebied tussen Everdingen en Lexmond excessieve kwel voor.
  - Lek:*
    - Langs de Lek, tussen dijkpaal 60 en 65, bij de woonwijk "De Hagen" van Vianen, trad excessieve kwel op, barstte de slootbodern open en werden zandmeevoerende wellen geconstateerd.
  - Waal:*
    - Langs de Waal was er sprake van een verweekte binnenteen over het gehele gedeelte tussen "Doornik" en buurtschap "De Pas" te Bemmcl (hectometerpaal (O)114 tot 126).
    - Bij hectometerpaal 149-153 van de Waal (Gameren) dreef de grasmat op ten gevolge van hoge waterspanningen.
  - Maas:*
    - Bij Haren langs de Maas was het halve talud van de dijk verweekt.
- **Drinkwaterbekkens nabij de Biesbosch.**

---

**A2:** *Het verduidelijken van het ruimtelijke variatiegedrag van korrelkarakteristieken en opbarstgevoeligheid (dikte van de afdekkende laag), ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het mechanisme piping. De vraag is hierbij of er gegevens beschikbaar zijn, bijvoorbeeld gegevens over het voorkomen van wellen.*

---

De lengte-effecten van het eerste type voor het faalmechanisme piping worden voornamelijk veroorzaakt door:

1. variatie van de korreldiameter en
2. variatie van de dikte van de afdekkende laag.

#### **Stellingen en conclusies:**

Gedurende de workshopdiscussie werden de volgende stellingen geponeerd c.q. conclusies getrokken:

- De ruimtelijke variatie in de dikte van de afdekkende laag is belangrijker dan de ruimtelijke variatie in de korrelkarakteristieken.
- Ook grondmechanisch onderzoek kan aanleiding geven tot het ontstaan van wellen.

**Gegevens:**

Er is een greep gedaan uit de geregistreerde gevallen van piping tijdens hoogwater in Nederland in 1993 en 1995. Tevens is de hoogwaterkering rond de Rioolwaterzuiveringsinstallatie te Roermond gepresenteerd. Ter illustratie zijn foto's getoond van waargenomen gevallen van piping.

Voor het beschrijven van het ruimtelijke variatiegedrag van korrelkarakteristieken en opbarstgevoeligheid (dikte van de afdekkende laag), ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor het mechanisme piping, kunnen wellicht de volgende waarnemingen worden gebruikt:

- **Hoogwater Nederland 1993 en 1995 langs Rijn, Lek, Waal, IJssel en Maas:**

- Rijn:*

- Tussen hectometerpaal (N) 60 en 70 langs de Rijn ligt een weiland met veel kleine wellen en enkele wat grotere zandmeevoerende wellen.
    - Bij hectometerpaal 25,65-25,95 langs de Rijn manifesteerden zich vier zandmeevoerende wellen welke 5 tot 100 liter zand opbrachten.

- Lek:*

- Tussen dijkpaal 45 en 52 langs de Lek, ter hoogte van de uitbreidingswijk Amaliasteijn van Vianen, kwamen grote massieve zandmeevoerende wellen voor.

- Waal:*

- Bij hectometerpaal (O)275 langs de Waal nabij de Klipstraat is een beendikke flink zandmeevoerende wel ontstaan op ongeveer 30 meter uit de binnenteen.
    - Langs de Waal bij hectometerpaal 23 waren grote zandmeevoerende wellen actief.
    - Langs de Waal tussen hectometerpaal 292 en 369 zijn tientallen wellen geconstateerd. De meeste waren bekende wellen, twee waren spontaan.

- IJssel:*

- Langs de IJssel bij de dijkpalen 199, 203, 208 en 209 is geconcentreerd uittredend water geconstateerd over enkele meters lengte in de teen van de waterkering ter hoogte van afritten.
    - In de kwelsloot achter de waterkering zijn bij de dijkpalen 292-301 van de IJssel vele zandmeevoerende wellen waargenomen.
    - Langs de IJssel in de kwelsloot van de dijk tussen de dijkpalen 352-360 ontstaan bij hoogwater altijd wellen.

- Maas:*

- Langs de Maas bij Haren zat de sloot langs de waterkering vol met rood/roestkleurig zand. Van dit stuk dijk is bekend dat daar in het verleden veel kwel en kleine zandmeevoerende wellen waren tijdens hoogwater.

- **Boringen drinkwaterbekken nabij de Biesbosch.**

- **Tunnelprojecten:** Bij tunnelprojecten is er altijd veel grondonderzoek gedaan, waarvan de resultaten nuttig kunnen zijn voor het kwantificeren van het ruimtelijk variatiegedrag van korrelkarakteristieken. Voorbeelden zijn: Tweede Heinenoordtunnel, Noordelijke Randweg te Rotterdam.

**A3:** *Het verduidelijken van het ruimtelijke variatiegedrag van de parameters golfhoogte, golfperiode en kritiek overslagdebiet, ten behoeve van de bepaling van lengte-effecten van het eerste type voor de faalmechanismen overslag en duinafslag.*

Voor golfoverslag wordt vaak de volgende betrouwbaarheids- of grenstoestandsfunctie gebruikt:

$$Z = q_c - m \cdot q(h, H_s, h_k),$$

met als stochastische variabelen:

- $q_c$  = het kritieke overslagdebiet
- $m$  = een modelfactor voor het optredende overslagdebiet
- $q$  = het theoretische overslagdebiet
- $h$  = de waterstand
- $H_s$  = de significante golfhoogte
- $h_k$  = de dijktafelhoogte

Ook voor duinafslag is er een betrouwbaarheidsfunctie beschikbaar, namelijk

$$Z = m \cdot V_1 + V_2 - V_3$$

met als stochastische variabelen:

- $V_1$  = het afgeslagen volume boven de hoogwaterlijn
- $V_2$  = het afgeslagen volume onder de hoogwaterlijn
- $V_3$  = het aangezande volume op de zeebodem
- $m$  = modelonzekerheid

De stochastische variabelen die een afgeslagen of een aangezand volume zand representeren, zijn een functie van de volgende stochastische variabelen: de stormvloedstand  $h$ , de significante golfhoogte  $H_s$  en de mediane korreldiameter  $d_{50}$ . In het eerste-faserapport van het project 'Lengte-effecten' werd gesteld dat alleen bij de mediane korreldiameter het ruimtelijk variatiegedrag binnen een duinvak van belang is. De stormvloedstand, de golfbelasting en de modelonzekerheid kunnen binnen een duinvak als constant worden verondersteld. Wat betreft het lengte-effect tussen duinvakken bleek alleen de significante golfhoogte van belang, welke gedurende de eerste fase reeds is geïmplementeerd in een computerprogramma van TNO-BOUW.

### Stellingen en conclusies:

Gedurende de discussie werden de volgende stellingen geponeerd c.q. conclusies getrokken:

- Duinafslagberekeningen in het kader van fase 1 van het project 'Lengte-effecten' hebben uitgewezen dat de bijbehorende lengte-effectfactor vrij klein is. Het toenmalige onderzoek resulteerde in een voor duinafslag kleine lengte-effectfactor gelijk aan 3 en bovendien in een kleine bijdrage aan de totale faalkans.
- Aangezien de variatie in de hydraulische belastingen duinafslag en golfoverslag een grotere bijdrage hebben aan de faalkans van een dijkkring dan de variatie in de sterkte, is ook de lengte-effectfactor van de belastingparameters belangrijker dan die van de sterkteparameters. Absoluut gezien is de lengte-effectfactor van een belastingparameter veelal vrij klein.

### Gegevens:

*Duinafslag:* Wat betreft duinafslag zijn er veel gegevens beschikbaar. Sinds het midden van de vorige eeuw worden langs de Nederlandse kust elk jaar de posities van de duinvoet en de hoog- en laagwaterlijn gemeten. Deze metingen worden uitgevoerd langs raaien, waarbij elke raai is gemarkeerd door een strandpaal. Deze bekende houten strandpalen staan met een onderlinge afstand van 200 à 250 meter langs de gehele Noordzeekust. Vanaf 1963 wordt elk jaar langs iedere raai een kustprofiel opgemeten. Dan wordt de hoogte/diepteligging bepaald tot circa 800 meter zeewaarts van de strandpalen en tot een meter of 200 landwaarts van de eerste duinenrij.

Eens in de drie jaar worden de profielen in zeewaartse richting verlengd tot 2 à 3 kilometer. De resultaten van de JAARlijkse KUSTmetingen worden opgeslagen in het zogenoemde JARKUS-bestand. Aan de hand van deze gegevens is het mogelijk de veranderingen van de kust in de loop van de tijd na te gaan. Zo wordt duidelijk op welke plaatsen sprake is van kustaanwas (sedimentatie van zand) en waar van kusterosie (kustachteruitgang). Het JARKUS-bestand kan wellicht worden gebruikt voor schattingen van het lengte-effect tussen duinvakken onderling. Overigens zij opgemerkt dat inhomogeniteiten in de vorm van 'slagen' (zoals wegen) niet in het JARKUS-bestand zijn opgenomen. Deze inhomogeniteiten kunnen echter wel maatgevend zijn. Het JARKUS-bestand wordt beheerd door het Rijksinstituut voor Kust en Zee (RIKZ) van Rijkswaterstaat.

*Golfhoogte:* Aangezien het programma HISWA is gericht op waarnemingen, namelijk bodemmetingen van het IJsselmeer, kunnen deze waarnemingen misschien worden gebruikt voor het kwantificeren van lengte-effecten. Wel dient rekening te worden gehouden met het feit dat zandheuveltjes zich kunnen verplaatsen (zie § 5.2 voor een korte analyse en een probabilistische som).

---

**B1:** *Moet bij de beoordeling van een doorsnede worden uitgegaan van de slechtste doorsnede of de gemiddelde doorsnede? Wat is het effect van deze keuze op de grootte van de lengte-effecten? Waar zal in het vervolg van worden uitgegaan?*

---

Aangezien de veiligheid van een dijkkring voor een groot gedeelte wordt bepaald door de slechtste doorsnede zou juist deze doorsnede moeten worden opgespoord en expliciet in een risico-analyse moeten worden betrokken. Een gevolg van het aanwezig zijn van een slechtste doorsnede is namelijk, dat de lengte-effectfactor dienovereenkomstig groot is. Er is immers pas echt sprake van lengte-effecten indien de mogelijkheid van falen enigszins gelijkmatig verdeeld is over een dijkkring of dijkvak.

Omtrent de 'slechtste doorsnede' werden tijdens de workshop de volgende twee standpunten verdedigd:

1. Een slechtste doorsnede kan impliciet worden gemodelleerd door een in ruimte variërende sterkte of belasting te beschouwen als een zwak stationair stochastisch proces. Aangezien de sterkte dan is beschreven met behulp van een stochastisch proces, kent de sterkte zowel uitschieters naar boven als naar beneden. Ook bij een zwak stationair proces is er dus sprake van een slechtste geometrie. Volgens prof.ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder kunnen de beste en de slechtste geometrieën worden uitgemiddeld door ze te beschouwen als een zwak stationair stochastisch proces met een bepaalde verwachting, spreiding en autocorrelatiefunctie. Door het beschouwen van de spreiding kan met eventuele zwakke plekken rekening worden gehouden. Een voordeel van deze aanpak is, dat het benodigde wiskundige model veel eenvoudiger is dan bij het introduceren van niet-stationariteit.
2. Een slechtste doorsnede kan expliciet worden gemodelleerd door de bestudeerde dijkkringsectie op te hakken in stationaire stukken, waarbij de slechtste geometrie een verwachte waarde heeft die significant slechter is dan de verwachte waarden van de betere doorsneden. Het op deze wijze expliciet modelleren van een slechtste doorsnede heeft het voordeel, dat deze aanpak beter kan worden uitgelegd aan de beheerders. Vanuit geotechnisch oogpunt is er immers altijd wel sprake van de een of andere aanwijsbare slechtste doorsnede. Een nadeel van deze aanpak is dat het benodigde wiskundige model inherent ingewikkelder is. Men moet immers formeel nog steeds alle dijkvakken meenemen, terwijl het slechtste vak niet meer dan een ondergrens voor de faalkans levert. Het ophakken van een niet-stationair dijkkringgedeelte in kleinere stationaire stukken is verder alleen aan te bevelen indien de niet-stationariteit

statistisch significant is, bijvoorbeeld bij de vergelijking van een pas versterkte dijk en een verouderde sluis. Het ruimtelijk variatiegedrag van de sterkte van elk type kunstwerk of dijk zou dan kunnen worden beschreven door de parameterwaarden van het geldende stationaire model anders te kiezen.

Tijdens de eerste workshopdag 'Lengte-effecten' is voorgesteld om de resultaten van de volgende twee probabilistische sommen met elkaar te vergelijken:

1. Beschouw 9 dijkvakken met een lengte van 333 meter, waarvoor de sterkte binnen elk vak als een zwak stationair proces kan worden beschouwd. De verwachte sterktes en spreidingen verschillen echter per dijkvak; de sterktes tussen de vakken onderling zijn bovendien positief gecorreleerd volgens een bepaalde autocorrelatiefunctie. Bereken de faalkans van de gezamenlijke dijkvakken als seriesysteem.
2. Benader bovenstaand seriesysteem door één aaneengesloten lange dijkringsectie met een lengte van 3000 meter, waarvoor de sterkte wordt gemodelleerd als een zwak stationair proces. Bereken ook nu de bijbehorende faalkans en vergelijk dit resultaat met de faalkans van het bovenstaande seriesysteem.

Op basis van deze exercitie kan tevens worden getoetst of de faalkans van een seriesysteem van dijkvakken inderdaad voornamelijk wordt bepaald door de faalkans van het slechtste dijkvak. Voor de resultaten zij verwezen naar Hoofdstuk 6.

**B2:** *Kan er gebruik worden gemaakt van 'kriging'-achtige interpolatie-methoden om de onzekerheid van een geometrie tussen bepaalde raaien te kwantificeren? Kunnen deze resultaten vervolgens worden verwerkt in lengte-effectfactoren?*

Zie Hoofdstuk 7 van dit rapport.

**B3:** *Wat voor invloed heeft het tijdsaspect van de onzekerheid van een bepaalde geometrie op het lengte-effect voor duinafslag?*

Zie Hoofdstuk 8 van dit rapport.

**B4:** *Kan bij macro-stabiliteit worden aangenomen dat de lengte-effectfactor wordt bepaald door de lengte van dat deel van het dijkvak waarvoor de beschouwde doorsnede representatief wordt geacht? Zie hiertoe paragraaf 2.2. van het fase-1-rapport 'Lengte-effecten'.*

Dezelfde resultaten als voor vraag B1 kunnen hiervoor worden gebruikt. Tijdens de workshopdag werd nog gemeld, dat er bij afschuivingen óók driedimensionale effecten een rol kunnen spelen. Bij het bepalen van "de kans van optreden van een afschuiving" kan deze het beste worden herschreven als het product van "de kans dat de stabiliteitsfactor kleiner is dan één" maal "de conditionele kans van het optreden van een afschuiving gegeven dat de stabiliteitsfactor kleiner is dan één". Vooral bij het bepalen van de kans dat de stabiliteitsfactor kleiner is dan één is de lengte-effectfactor van belang.

Aangezien er overlap is met de uitwerking van C1, zij dan ook verwezen naar C1.

---

**C1:** *Binnen fase 3 van het onderzoek 'Lengte-effecten' wordt geprobeerd per mechanisme een formulering te vinden voor de lengte-effectfactoren van het eerste en het tweede type in termen van bekende parameters. Als in de toekomst in het kader van de TAW-Marsroute de toelaatbare faalkans van een dijkkringgebied verdeeld moet worden over de faalmechanismen en dijkvakken, kan dan de in fase 3 van het onderzoek 'Lengte-effecten' afgeleide formulering worden gebruikt of dient daarvoor nog meer kennis verworven te worden?*

---

Alvorens de kansmassa, die behoort bij een toelaatbare faalkans van een dijkkring, te verdelen over toelaatbare faalkansen van componenten van een dijkkring, dient allereerst te worden bekeken in hoeverre het lengte-effect voor het desbetreffende faalmechanisme van belang is. Zo ja, dan moet er in de ontwerpfase voor worden gezorgd dat de toelaatbare faalkansmassa gelijkmatig over de dijkkring wordt verdeeld. Immers, vanuit veiligheidsoogpunt is een zwakkere 'schakel' niet gewenst, terwijl vanuit kosten oogpunt een overdimensionering van de sterkere schakels wellicht 'weggegooid' geld is.

Het is natuurlijk wel zo dat een dijkkring niet van de grond af wordt opgebouwd. Het betreft altijd een aanpassing of verbetering van een dijkkring, of een gedeelte ervan, waarbij de oude dijkkring als beginsituatie is gegeven. Een eventuele optimalisatie is dan een conditionele optimalisatie gegeven de reeds aanwezige dijkkring en het is dan ook aan te bevelen om een optimale toedeling van normfaalkansen te bepalen op basis van 'case studies'. Aan de ene kant zal een eenduidig concept moeten worden ontwikkeld dat kan worden toegepast op alle mogelijke dijkkringen (globale optimalisatie). Aan de andere kant dient er met de toepassing van dit concept rekening te worden gehouden met een reeds aanwezige dijkkring (lokale optimalisatie).

Voor een meer uitvoerige analyse zij verwezen naar Hoofdstuk 9.

---

**C2:** *Bij de case-study 'Noord-Schuddeland' bleek het lengte-effect van het tweede type geen rol te spelen, aangezien één of enkele dijkvakken de totale faalkans van de dijkkring bepaalden. Wordt de faalkans van een dijkkring altijd voornamelijk bepaald door de faalkans van één of enkele dijkvakken? Zo nee/ja, waarom?*

---

Bij een veiligheidstoetsing van een dijkkring kan het inderdaad voorkomen, dat één dijkvak slechter blijkt te zijn dan de rest van de dijkvakken en dus bepalend is voor de veiligheid van het dijkkringgedeelte in zijn geheel. De zwakste schakel is immers bepalend voor de ketting waar het deel van uitmaakt. Vanuit zowel veiligheids- als kosten oogpunt is de aanwezigheid van zo'n zwakste schakel uiteraard niet gewenst. Zo'n dijkkringgedeelte zou immers een veel grotere veiligheid kunnen hebben indien het minder sterke dijkvak zou kunnen worden opgekrikt tot het niveau van de andere dijkvakken. Indien de veiligheid van de dijkkring met het zwakke dijkvak nog goed genoeg is, dan zijn de andere dijkvakken te zwaar gedimensioneerd en waren ze dus tevens wellicht te duur.

Resumerend kan worden gesteld dat, ook al kan het bij een toetsing vaak voorkomen dat een inundatiekans van een dijkkringgebied voornamelijk bepaald wordt door de faalkans van het slechtste dijkvak, dit vanuit kosten oogpunt zoveel mogelijk dient te worden vermeden. Een voorwaarde hierbij is wel dat het dan gaat om hetzelfde type dijkvakken, met andere woorden dat het gaat om stationariteit van de dijkvakken. Bij een optimaal dijkkringontwerp en bij dijkvakken

van hetzelfde type moet de faalkansmassa evenredig worden verdeeld over de onderliggende dijkvakken.

Gaat het om het bepalen van een optimaal veiligheidsniveau voor een dijkkring met verschillende typen dijkvakken dan kan het economisch aantrekkelijk zijn om het ene dijkvak meer te versterken dan een ander, omdat de versterking van de eerste veel goedkoper is dan die van de tweede. Het ophogen van een dijkvak kan immers veel goedkoper zijn dan het vervangen van een sterk verouderde sluis. Er zij wel opgemerkt dat de marges voor zo'n lokale optimalisatie niet al te groot zijn. Een 'oneindig hoog' dijkvak kan de faalkansbijdrage van een extreem laag dijkvak immers nooit teniet doen; hoe hoog dat ene dijkvak ook is, de kans op overstroming blijft groot. In veel gevallen betreft het dan ook een kleine afwijking van de optimale normfaalkanstoedeling (voor een probabilistische som zie Hoofdstuk 9 van dit rapport).

---

**C3:** *Hoe moet worden omgegaan met de gebiedsafhankelijkheid voor piping bij de bepaling van lengte-effecten van het tweede type. Een inventarisatie van een aantal dijkkringgebieden is een eerste stap.*

---

Ten behoeve van de illustratie van gebiedsafhankelijkheid van piping is tijdens de eerste workshopdag het totaal aantal geregistreerde pipingwaarnemingen tijdens hoogwater in Nederland in 1993 en 1995 gepresenteerd, verdeeld over verschillende gebieden. Hieruit kan geconcludeerd worden dat verreweg de meeste waarnemingen hebben plaatsgevonden in het bovenrivierengebied. Tijdens de workshop werd hierover opgemerkt dat het in 1993 en 1995 hoge rivierwaterstanden betrof. Zouden er hoge zeewaterstanden zijn opgetreden dan zou piping wellicht ook zijn opgetreden in het benedenrivierengebied.

Indien er inderdaad sprake is van een gebiedsafhankelijkheid voor piping is vervolgens de vraag hoe hiermee het beste kan worden omgegaan. Ter illustratie nemen we aan dat er twee dijkkringgebieden zijn, waarvoor hetzelfde normfaalkansniveau geldt. De ene dijkkring bestaat voor 100% uit (piping-gevoelige) dijken, terwijl de andere dijkkring voor 50% bestaat uit (piping-gevoelige) dijken en voor 50% uit hoge gronden. Een gelijkmatige verdeling van de normfaalkansmassa over de dijkringen resulteert in een lagere normfaalkans ten gevolge van piping voor de dijkvakken in de dijkkring met alleen dijken dan voor de dijkvakken in de dijkkring met dijken én hoge gronden. Dit betekent dat de ontwerpregels per dijkkringgebied kunnen verschillen, wat weer moeilijk uit te leggen is aan een beheerder. Toch is gebiedsafhankelijkheid van het maximaal toelaatbare faalkansniveau inherent aan het toepassen van een veiligheidsfilosofie voor dijkkringgebieden. Toekomstige ontwerpregels voor b.v. dijken kunnen dan ook per dijkkringgebied verschillen (zie ook Hoofdstuk 9 van dit rapport).

---

**E:** *Het toetsen van het stationaire model van de variabiliteit in de lengterichting aan de hand van beschikbare data. Indien deze toets negatief uitvalt, wordt gekeken naar de plausibiliteit van andere modellen.*

---

Tijdens de eerste workshopdag is er geconcludeerd, dat het ontwikkelen van niet-stationaire modellen in het kader van het project 'Lengte-effecten' vooralsnog niet de hoogste prioriteit heeft (zie Hoofdstuk 10). Wel is een tweetal illustratieve voorbeelden doorgerekend (zie Hoofdstuk 6):

1. Negen dijkvakken waarbinnen de stationariteitsaanname geldt, met verwachtingswaarden die aan elkaar gelijk zijn en spreidingen die van elkaar verschillen.



2. Een samenvoeging van bovenstaande negen dijkvakken tot één dijkvak, waarbinnen de stationariteitsaannname geldt met een verwachtingswaarde als in het eerste voorbeeld en een spreiding gelijk aan het gemiddelde van de spreidingen in het eerste voorbeeld.

De vraag is of deze twee faalkansen veel van elkaar verschillen. Ook is het interessant om te bestuderen of het uitmiddelen van een lineaire trend in de verwachtingswaarden van invloed is op de berekende faalkansen. Over het verband tussen het uitmiddelen van een niet-stationaire verwachting en een niet-stationaire spreiding zij verwezen naar Hoofdstuk 6.

---

**F:** *Voor die parameters, waarvan het ruimtelijk variabiliteitsgedrag belangrijk is, maar waarvan geen gegevens in de vorm van waarnemingsreeksen bekend zijn, zal moeten worden gezocht naar alternatieve, beschikbare parameters, waarbij op grond van correlaties uitspraken over de probleemparemeters kunnen worden gedaan. Zo nodig moeten meetcampagnes of expertmeningssessies worden voorgesteld.*

---

Voorbeelden van parameters, waarvan het ruimtelijk variabiliteitsgedrag belangrijk is, maar waarvan geen gegevens in de vorm van waarnemingsreeksen bekend zijn, zijn:

- Van golfhoogtes zijn niet veel directe waarnemingen bekend, van veekranden wel (zie het eerste-faserapport van het project 'Lengte-effecten' [Grondmechanica Delft (1996a)] en het voorbeeld behandeld in § 5.2.2).
- Ook al is de dikte c.q. het gewicht van de afdeklaag niet moeilijk te bepalen, toch kan de dikte in de praktijk nogal variëren. De aanwezigheid van groepjes wellen zou een mogelijke indicatie kunnen zijn van een eventueel lengte-effect.
- Ook het kritiek overslagdebiet is moeilijk te bepalen; de conditie van de bekleding van het binnentalud kan wellicht een indicatie geven.
- De formule van Sellmeijer, waarmee het toelaatbare verhang kan worden berekend, is onder andere afhankelijk van de volgende parameters: de beddingshoek en de coëfficiënt van White. Deze parameters zijn door White bepaald en kunnen niet eenvoudig door middel van proeven worden bepaald.
- Ten behoeve van de bepaling van de wateroverspanning in het watervoerend pakket onder de deklaag kunnen de volgende parameters moeilijk bepaald worden: de intree-weerstand van de rivierbodem en de  $kD$ -waarde van het watervoerend pakket.



HKV *LUN IN WATER*  
Postbus 2120  
8203 AC Lelystad

Telefoon: 0320 251126  
Telefax: 0320 253901  
e-mail: [info@hkv.nl](mailto:info@hkv.nl)

Bezoekadres:  
Botter 11 nr. 29  
Lelystad