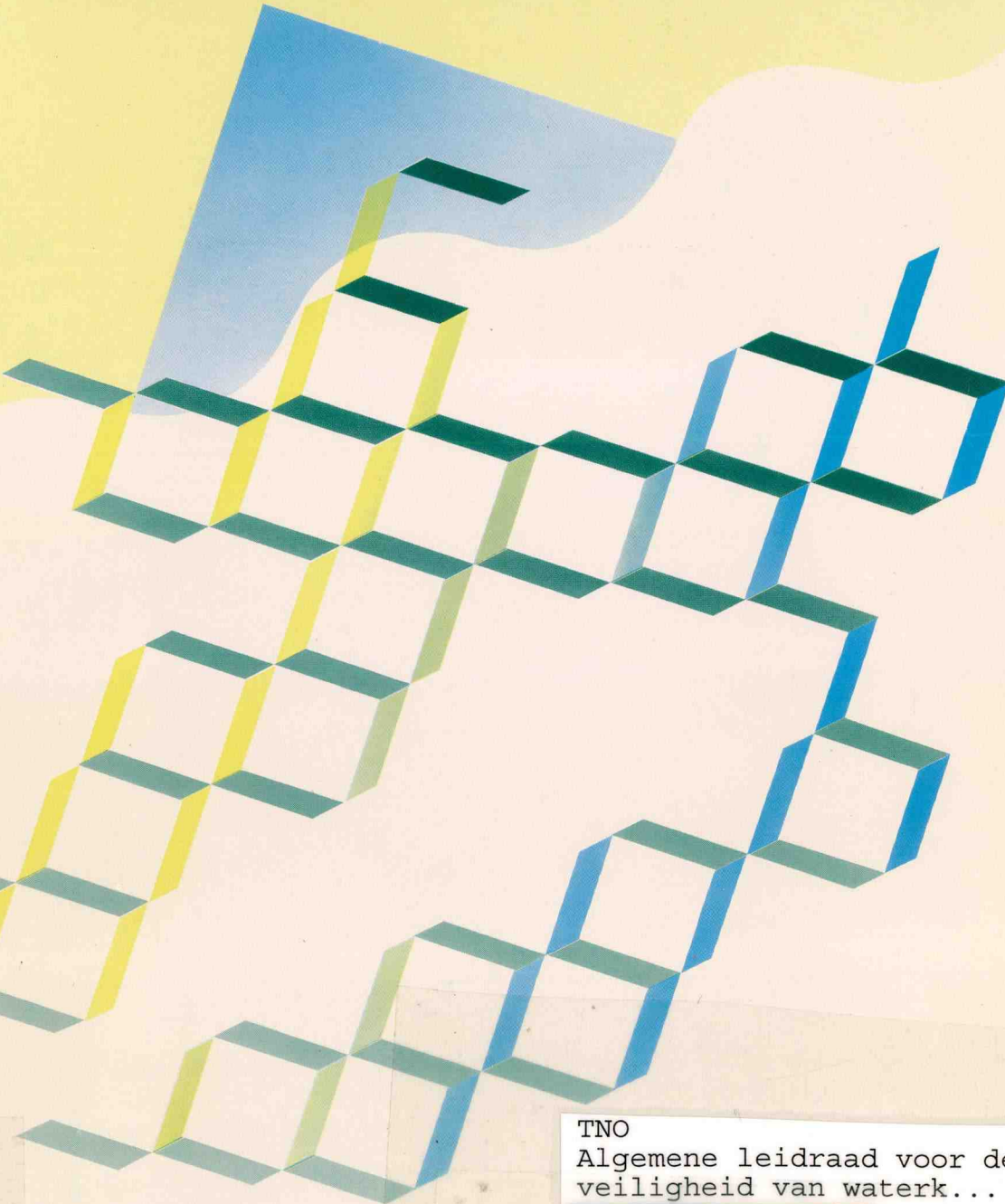


DI 55365

RA-R-93.009

TNO-Bouw



TNO  
Algemene leidraad voor de  
veiligheid van waterk...

WB9-A4-00024

~~WB9-A4-00024 (WNU)~~

Z7302



BIBLIOTHEEK BOUWDIENST RIJKSWATERSTAAT  
NR. 27.302 BDU

Bouwdienst Rijkswaterstaat  
Postbus 20.000  
3502 LA Utrecht

Telex 3 82 70  
Fax 015 - 84 39 90  
Telefoon 015 - 84 20 00

*TNO-rapport*

B-90-753

Algemene Leidraad voor de Veiligheidsbeoordeling  
van waterkeringen

Nov. 1990  
VRO/LM

Aan:  
TAW-E  
T.a.v. ir. R. Jorissen  
Rijkswaterstaat DWW  
Postbus 5044  
2600 GD DELFT

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

Indien dit rapport in opdracht werd  
uitgebracht, wordt voor de rechten en  
verplichtingen van opdrachtgever en  
opdrachtnemer verwezen naar de  
'Algemene Voorwaarden voor Onderzoeks-  
opdrachten aan TNO', dan wel de  
betreffende terzake tussen partijen  
gesloten overeenkomst.  
Het ter inzage geven van het TNO-rapport  
aan direct belanghebbenden is toegestaan.

© TNO

Projectnummer: 64.3.1261  
Auteur : A.C.W.M. Vrouwenvelder  
P. Waarts  
L. de Quelerij (Fugro)

Bladzijden : 157  
Tabellen : 4  
Figuren : 30  
Bijlagen : 2

Trefwoord(en) : waterkeringen

0.            VOORWOORD

Dit tweede concept van de Algemene Leidraad voor de Veiligheidsbeoordeling van waterkeringen is opgesteld onder auspiciën van TAW-E.

Het rapport is bedoeld als een van de uitgangsdOCUMENTEN voor een door TAW-D (in samenwerking met TAW-E) op te stellen TAW-leidraad.

Enkele onderdelen zijn momenteel nog onderwerp van studie en zullen dus in de uiteindelijke versie aangepast moeten worden. Dit geldt met name voor:

- modellering ruimtelijke spreiding en lengte-effecten (4.6);
- berekeningsgronDSLAGEN gecorreleerde mechanismen (5.4);
- bepaling van de materiële schade (6.6);
- bepaling van het aantal slachtoffers bij inundatie (6.7).

INHOUDSOPGAVE

	Pag.
1. INLEIDING	1.1
1.1. Doel en toepassing van de leidraad	1.2
1.2. Relatie met de wetgeving	1.2
1.3. Relatie met andere leidraden en normen	1.3
2. FUNCTIES VAN DE WATERKERING	2.1
2.1. Bescherming/veiligheid	2.1
2.2. Waterhuishouding	2.1
2.3. Verkeer	2.1
2.4. Landschap, cultuur- en natuurwetenschappelijke waarden	2.2
2.5. Samenhangend waterkering-beheer	2.2
3. ONTWERPEN EN TOETSEN T.A.V. BETROUWBAARHEID	3.1
3.1. fundamentele eis	3.1
3.2. Ontwerpen, bouwen en beheren	3.2
3.3. Kwaliteitsborging	3.4
3.4. Betrouwbaarheidsanalyse	3.6
3.5. Belastingen, sterkte, grenstoestanden en mechanismen	3.7
3.6. Criteria/dijkringfilosofie	3.14
3.7. Verdeling van de faalkans over de hoofdmechnismen	3.19
4. MODELLEN	4.1
4.1. Algemeen	4.1
4.2. Variabelen	4.1
4.3. Modelonzekerheden	4.3
4.4. Modellen voor de belasting	4.4
4.5. Modellen voor de constructie	4.6
4.6. Lengte-effecten bij verschillende mechanismen	4.9
4.7. Modellen voor bewegingswerken	4.14
4.8. Modellen voor menselijk falen	4.15



	Pag.
5.   PROBABILISTISCHE REKENTECHNIEKEN	5.1
5.1.   Niveau's van berekeningen	5.1
5.2.   Systeemanalyse/Fouten- en Gebeurtenissenbomen	5.2
5.3.   Niveau III technieken	5.7
5.4.   Niveau II berekeningen	5.13
5.5.   Berekeningen op niveau I	5.20
6.   INUNDATIE	6.1
6.1.   Algemeen	6.1
6.2.   Schematisering buitenwaterstanden	6.3
6.3.   Stroomgatontwikkeling	6.7
6.4.   Schematisering van de dijkkring	6.10
6.5.   Inundatieberekening	6.11
6.6.   Modellen voor bepaling van de materiële schade	6.14
6.7.   Model voor bepaling van het aantal slachtoffers	6.24
7.   SCHATTING VAN VERDELINGEN	7.1
7.1.   Inleiding	7.1
7.2.   Volledig ontbreken van statische gegevens	7.2
7.3.   Frequentistische parameterschatting	7.3
7.4.   Bayesiaanse parameterschatting	7.8
7.5.   Kiezen van de verdeling	7.14
7.6.   Robuustheid	7.22
8.   UITVOERING	8.1
8.1.   Specifieke mechanismen tijdens de uitvoering	8.1
8.2.   Kwaliteitsborging	8.2
8.3.   Veiligheid tijdens de uitvoering	8.3
8.4.   Uitvoeringstermijn en fasering	8.8
8.5.   Bijstellen faalkansen eindtoestand	8.13

	Pag.
9. ONDERHOUD EN BEHEER	9.1
9.1. Inleiding	9.1
9.2. Tijdsafhankelijke ontwikkelingen	9.1
9.3. Kwaliteitsborging	9.2
9.4. Onderhoudsplan	9.3
9.5. Onderhoudsvorm	9.4
9.6. Inspectie/monitoring	9.5
9.7. Onderhoudsmaatregelen	9.8
9.8. Kostenoptimalisering onderhoudsplan	9.8
9.9. Provisorische herstel/noodprocedures	9.13
10. LITERATUUR	10.1

## 1. INLEIDING

### 1.0. Historische ontwikkeling

Honderden kilometers kaden, dijken, duinen en dammen beschermen grote delen van Nederland tegen inundatie. De eisen waaraan deze keringen moeten voldoen zijn in de loop van de tijden gegroeid, eerst uitsluitend op basis van ervaring, later ook op basis van wetenschappelijk onderzoek.

Lange tijd gold als uitgangspunt voor de dijkbouw dat de kruinhoogte iets hoger moest zijn dan de op dat moment hoogst bekende waterstand. In 1939 werd door Wemelsfelder een statistische beschouwing over waterstanden gepubliceerd. Daarmee was de start gelegd voor een meer wetenschappelijke benadering. Via de rapporten van de Deltacommissie (1960) en de Commissie Rivierdijken (1977) vond deze theorie zijn weg naar de ontwerppraktijk.

Naast de waterstand spelen bij het ontwerp van een waterkering nog tal van andere parameters een rol. Ondanks het onvoorspelbare karakter van die parameters, bleef de behandeling grotendeels deterministisch. In 1977 adviseerde de Raad van de Waterstaat aan de Minister van Verkeer en Waterstaat een TAW-Werkgroep "Probabilistische Methoden" in het leven te roepen, die tot taak had

"te komen tot een maatstaf voor de beveiliging tegen overstromingen, gebaseerd op een risico-analyse van alle betrokken factoren en een nieuwe filosofie te formuleren voor het ontwerpen van verantwoorde (dat is veilige en economische) waterkerende constructies".

Met verantwoord ontwerp werd bedoeld dat de totale kans op falen (of bezwijken) bekend en voldoende klein was, en dat de bezwijkkansen van de verschillende onderdelen van de constructie goed op elkaar moesten zijn afgestemd. De nieuwe filosofie diende geldig te zijn voor waterkeringen in algemene zin, derhalve voor zowel zee-, rivier- en andere waterkeringen (waaronder boezemkaden).

De werkgroep Probabilistische Methoden, thans TAW - Werkgroep E heeft op basis van deze opdracht methoden ontwikkeld en uitgewerkt. Het onderhavige document dat bedoeld is als een concept-leidraad vormt daarvan de neerslag.

#### 1.1. Doel en toepassing van de leidraad

Deze leidraad heeft tot doel een algemene probabilistische filosofie vast te leggen waarmee de veiligheid van bestaande of in ontwerp zijnde waterkeringen beoordeeld kan worden. De leidraad is van toepassing op alle waterkeringen, die een gebied direct of indirect tegen inundatie beschermen. De leidraad bevat geen gedetailleerde methoden voor de beoordeling van een specifiek type waterkering, doch alleen de grondslagen die voor alle typen waterkeringen gemeenschappelijk zijn.

#### 1.2. Relatie met de wetgeving

In de Wet op de Waterkering worden de uitgangspunten met betrekking tot de veiligheid gepresenteerd. De uitwerking daarvan vindt plaats in TAW-leidraden, die de feitelijke basis vormen voor ontwerp, beoordeling en overleg tussen instanties die belast zijn met beheer, toezicht en oppertoezicht.

De onderhavige leidraad geeft algemene methoden om, op basis van de in de Wet op de Waterkering vastgelegde randvoorwaarden, voor een stelsel van waterkeringen te komen tot een ontwerp, dan wel tot de beoordeling van een bestaande situatie. Verder geeft deze leidraad methoden waarmee op basis van een risico-analyse de gewenste veiligheid kan worden bepaald. Deze methoden zijn zinvol in gevallen waarin de Wet op de Waterkering niet voorziet, of indien er redenen zijn langs wettelijke weg de gewenste veiligheden opnieuw vast te stellen.

Naast de Wet op de Waterkering dient bij ontwerp, bouw en beheer van waterkeringen ook rekening gehouden te worden met:

- de Wet op de Ruimtelijke Ordening en de MER-wetgeving in verband met de tracékeuze en de landschappelijke inpassing,

- de Wet Verontreiniging Oppervlaktewateren en de Wet Bodembescherming in verband met beperkingen aan het gebruik van bouwmaterialen,
- de Grondwaterwet in verband met kunstmatige veranderingen van de grondwaterstand,
- de Waterschapswet in verband met beheer van niet primaire waterkeringen.

### 1.3. Relatie met andere leidraden en normen

Deze leidraad geeft grondslagen voor het probabilistisch ontwerpen en toetsen van waterkeringen. De structuur van de gezamenlijke leidraden en publicaties wordt weergegeven door Figuur 1.1. Voor gedetailleerde berekeningsmethoden wordt verwezen naar andere leidraden.

De leidraden/publicaties kunnen worden onderscheiden in drie categorieën:

- leidraden/publicaties met een algemeen karakter (toetsing, mechanismen)
- leidraden/publicaties per waterkeringstype, bijvoorbeeld voor rivierdijken, zeedijken, duinen en meerkaden
- leidraden/publicaties voor specifieke aspecten, bijvoorbeeld: eisen klei, zandsuppleties, cel- en triaxiaalproeven, natuurtechnisch beheer, etc.

Eventueel zijn combinaties mogelijk.

De algemene leidraad is bedoeld als basis voor de afzonderlijke leidraden, daarenboven biedt de algemene leidraad houvast in die situaties waarvoor (nog) geen richtlijnen bestaan, dan wel van richtlijnen wordt afgeweken.



## INTEGRAAL

### Leidraden:

- Leidraad Algemeen (1992)
- Leidraad Toetsing (1992)

### Publicaties:

- Rationeel beheer en onderhoud
- Indirecte en tijdelijke keringen:  
(De tweede keringen in Nederland 1973)

## PER WATERKERINGSTYPE

### Leidraden:

- Leidraad Bovenrivieren (1985)
- Leidraad Benedenrivieren (1989)
- Leidraad Zee- en meerdijken
- Leidraad Zandige kust/duinwaterkering (1991)
- Leidraad Boczemkaden
- Leidraad Waterkerende kunstwerken en vreemde objecten

### Publicaties:

## ASPECTEN

### Leidraden:

- Leidraad/Pijpleidingcode (1990)

### Publicaties:

#### materialen en toepassing

- Eisen klei (1991)
- Cementbetonnen dijkbekledingen (1984, 1991)
- Construeren op slappe ondergrond
- Asphalt (1984)
- Breuksteen
- Zandsuppleties
- Waterbouwasfaltbeton, ontwerp en eigenschappen (1987)

#### belastingen

- Supplement bijzondere belasting; ijs, aardbeving

#### gereedschappen

- (Leidraad) Keuzemethodiek dijk- oeverbekledingen (1988)
- (Leidraad) Cel- en triaxiaal proeven (1988)
- Statistische methode/risico-analyse
- (Leidraad) bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen (1988)

#### beheersaspecten

- Natuurtechnisch beheer en onderhoud van dijkvegetaties
- Landbouwkundig en natuurtechnisch beheer van rivierdijk-grasland (1986)
- (Leidraad) Vreemde objecten (1976)
- (Leidraad) Gas- en vlocistoffenleidingen (1972 resp. 1973)

Figuur 1.1: Een systeem van leidraden

## 2. FUNCTIES VAN DE WATERKERING

### 2.1. Bescherming/veiligheid

De hoofdfunctie van een waterkering is in het algemeen de bescherming van het achterliggende gebied tegen inundatie. De waterkering dient de waterkerende functie met een voldoende mate van betrouwbaarheid te vervullen. Falen mag slechts met een bepaalde (kleine) kans optreden. Deze kans is voorgeschreven in de Wet op de Waterkering of de uitkomst van een optimaliseringsprocedure waarin alle van toepassing zijnde factoren zijn meegenomen.

### 2.2. Waterhuishouding

Waterkeringen vervullen ook een functie in de waterhuishouding van het achterliggende gebied. Transport van water vindt plaats via, onder, langs of door de kering (kwel) of via beweegbare keringen. Hoeveelheden en kwaliteit hiervan dienen bekend te zijn om voor landbouw en visserij belangrijke effecten op (grond)waterstanden, stromingen, zoutgehalte, etc. te kunnen bepalen.

### 2.3. Verkeer

Waterkeringen vallen vaak samen met verbindingswegen voor het rail- en wegverkeer. In dat geval worden aanvullende eisen gesteld aan lengteprofiel, dwarsprofiel, beweegbare waterkeringen, enz. De belastingen voortkomend uit het verkeer moeten worden betrokken in het ontwerpen en toetsen van de waterkeringen.

Voor het scheepvaartverkeer zijn vooral de watersnelheid en de diepte van de waterwegen van belang. De waterkeringen dienen zodanig te worden ontworpen, dat het scheepvaart verkeer zo weinig mogelijk hinder ondervindt. Hoewel waterkeringen mede ten behoeve van de scheepvaart zijn aangelegd, vormt de scheepvaart ook een bedreiging voor de waterkeringen (aanvaringen door schepen van kunstwerken en aantasting van natuurlijk begroeide dijkbelopen door grote golfslag).

#### 2.4.           Landschap, cultuur- en natuurwetenschappelijke waarden

Veel bestaande waterkeringen hebben een grote en vaak unieke waarde gekregen op het gebied van landschap, cultuur, ecologie en recreatie. Deze waarden zijn in meerdere of mindere mate aanwezig voor elk type waterkering.

In het rivierengebied heeft de aanleg van dijken grote invloed gehad op het bebouwingspatroon. Voorheen was deze geconcentreerd op de natuurlijke hoogten, maar dijken bleken eveneens zeer geschikt. Er is daardoor veel lintbebouwing ontstaan. Op hooggelegen gronden aan of nabij dijken zijn ridderhofsteden, kastelen, fortificaties, landhuizen en boerderijen gebouwd. Zowel de dorpsbebouwing als de bouwwerken hebben een grote cultuurhistorische waarde.

Bij dijken treft men ook veel elementen van landschappelijke waarde aan: de kronkelige dijk, dijksloten, dijkellingen, slootkanten, wielen en strangen. De veelvormigheid van het dijklandschap geeft het gebied een hoge belevingswaarde. Uiteraard geldt dit in minstens even grote mate voor het duinlandschap.

Door grote vormenrijkdom van landschap en natuur zijn waterkeringen en hun omgeving een belangrijk onderdeel van het recreatieve aanbod. Voor een deel is dit het gevolg van de eeuwenoude ontstaansgeschiedenis. Ook recent aangelegde waterkeringen kunnen echter bijdragen in de recreatieve functies. Voorbeelden hiervan zijn te vinden in de Delta-werken. Voorkomen moet worden dat dijkontwerpen of dijkversterkingen een groot verlies opleveren voor de belevingswaarde van het landschap. Dit hoeft echter niet in te houden dat het landschap nooit veranderd mag worden. Elementen die verloren gaan worden aangevuld met nieuwe elementen.

#### 2.5.           Samenhangend waterkering-beheer

Bij ontwerp en beheer van waterkeringen dient met al de genoemde functies rekening te worden gehouden. Men spreekt van integraal of samenhangend waterkering-beheer. De onderhavige leidraad geeft daarvoor overigens geen

verdere procedures, maar beperkt zich tot de beoordelingsmethoden voor de veiligheid. Duidelijk is dat in het geval van wettelijk vastliggende normen voor de veiligheid, deze norm gehaald en gehandhaafd dient te blijven. Moderne beoordelingsmethoden voor de veiligheid als beschreven in deze leidraad kunnen daarbij helpen om via een zo scherp en flexibel mogelijke beoordeling een ruimer scala van oplossingen mogelijk te maken. Indien de wet geen dwingende eisen stelt, biedt de leidraad mogelijkheden om alle functies op evenwichtige wijze af te wegen.



### 3. ONTWERPEN EN TOETSEN T.A.V. BETROUWBAARHEID

#### 3.1. Fundamentele eis

Een waterkeringsconstructie dient zodanig te worden ontworpen, gebouwd en onderhouden, dat deze gedurende de beoogde tijdsduur (referentieperiode), bij ongewijzigde ontwerputgangspunten met voldoende betrouwbaarheid en zonder overmatig onderhoud de gewenste functies zal vervullen.

De referentieperiode kan variëren van 1 jaar (voor een tijdelijke constructie) tot 50 of 100 jaar. De referentieperiode moet gezien worden als een hulpmiddel bij ontwerp- en toetsingsbeslissingen. In werkelijkheid zal de constructie, al dan niet aangepast, na het verstrijken van de referentieperiode nog dienst blijven doen.

Om aan de fundamentele eis te voldoen staan twee in elkaar grijpende basisgereedschappen ter beschikking: betrouwbaarheidsanalyse en kwaliteitsborging.

Via de betrouwbaarheidsanalyse bepaalt men de betrouwbaarheid van een gegeven constructie bij een aantal gegeven (statistische) uitgangspunten. De betrouwbaarheidsanalyse kan worden uitgevoerd bij het ontwerp als bij (periodieke) toetsing van bestaande constructies.

Via kwaliteitsborging bij ontwerp, bouwen en beheer zorgt men er voor dat gedurende de referentieperiode aan de uitgangspunten daadwerkelijk voldaan is.

Beide gereedschappen worden in het navolgende nader uitgewerkt. Verder komt in dit hoofdstuk de vraag aan de orde welke betrouwbaarheid als "voldoende" kan worden aangemerkt.



### 3.2. Ontwerpen, bouwen en beheren

Alhoewel scherpe grenzen niet altijd zijn aan te geven, is het doelmatig onderscheid te maken tussen de deelprocessen ontwerpen, bouwen en beheren. Voor een visuele presentatie wordt verwezen naar Figuur 3.1.

#### Ontwerp

Alvorens een constructie wordt ontworpen moet men vaststellen welke functies vervuld dienen te worden. Dit levert tesamen met belastingen, randvoorwaarden en veiligheidsnormen een verzameling functionele eisen en normen op waaraan de constructie gedurende een vastgestelde planperiode moet voldoen. Vervolgens maakt men een ontwerp met een daaraan gekoppeld onderhoudsplan. De ontwerpdocumenten dienen te worden gearchiveerd.

#### Bouw

Nadat de constructie is ontworpen, wordt deze conform het ontwerp, uitvoeringseisen en kwaliteitsborgingsprocedures gebouwd. Afwijkingen van het ontwerp en metingen van grootheden (geometrie, sterkteparameters) dienen te worden gerapporteerd en bij de ontwerpdocumenten te worden gevoegd. Voor verdere details wordt verwezen naar hoofdstuk 8.

#### Beheer/onderhoud

Nadat de constructie is gerealiseerd begint de op het onderhoudsplan gebaseerde onderhoudscyclus, die al dan niet periodiek wordt doorlopen. De stappen in de onderhoudscyclus zijn achtereenvolgens:

##### a. Bepalen momentane toestand (inspectie)

Op basis van het vigerende onderhoudsplan, waarin is aangegeven wat er geïnspecteerd moet worden, wordt een beeld gevormd van de momentane toestand.

b. Vergelijken momentane toestand met normen (toetsen)

Overschrijden van de waarschuwingsgrens kan leiden tot opvoeren van de frequentie en/of intensiteit van de inspecties, of tot het treffen van andere onderhoudsmaatregelen, in overeenstemming met het vigerende onderhoudsplan. Indien grote afwijkingen worden geconstateerd met de verwachte toestand kan dit aanleiding zijn om het onderhoudsplan aan te passen.

c. Aanpassing onderhoudsplan

Het aanpassen van een onderhoudsplan in de beheersfase vergt een vergelijkbare procedure als in de ontwerpfase, zij het dat dit binnen strictere randvoorwaarden zal moeten gebeuren.

d. Uitvoering onderhoudsplan

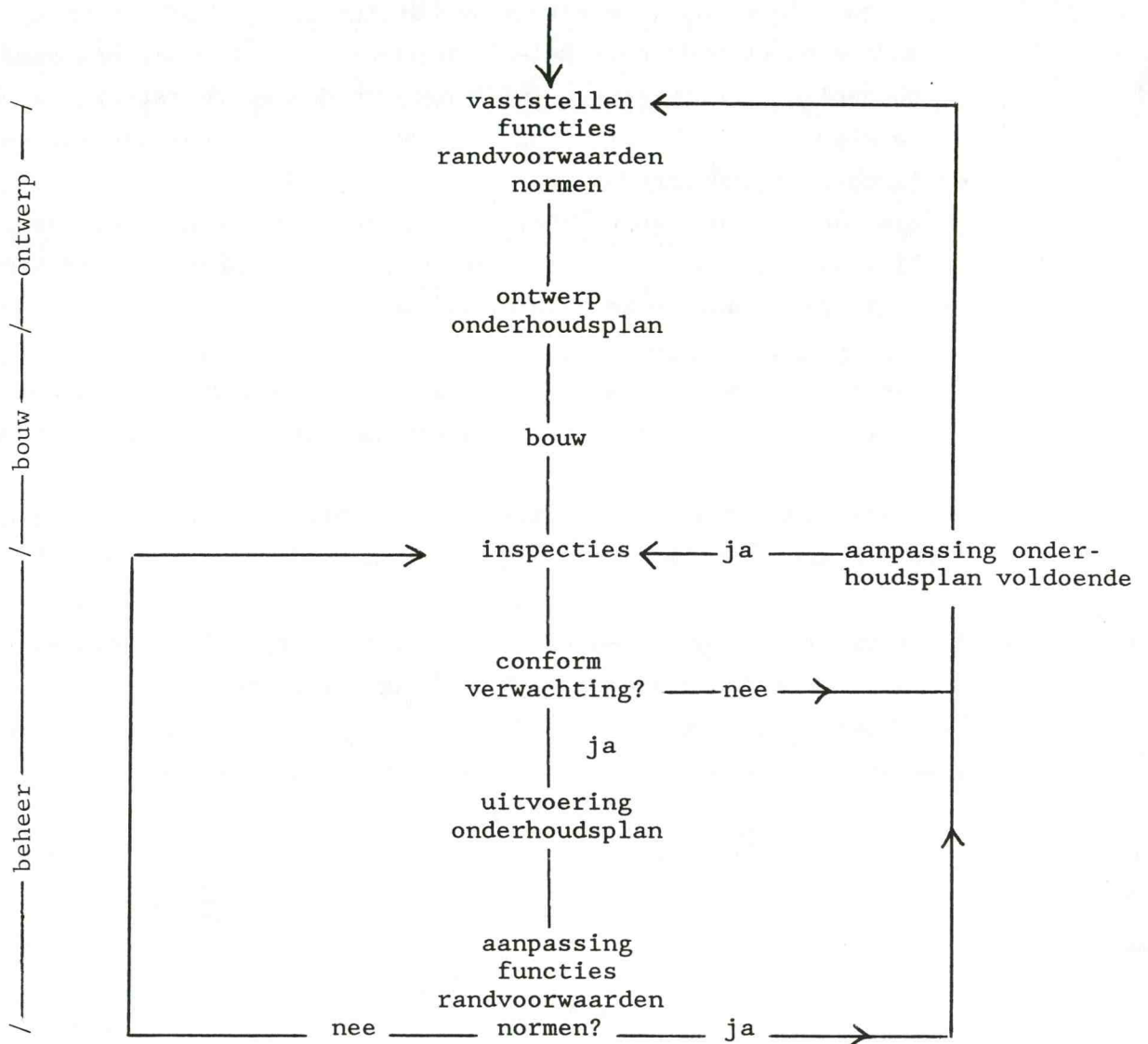
Eventueel na de keuze van een nieuw onderhoudsplan zullen de hierin vastgelegde inspecties en onderhoudsmaatregelen worden uitgevoerd.

In het geval van een functionele aanpassing zullen de functionele eisen en normen moeten worden herzien, hetgeen kan leiden tot ontwerpwijzigingen.

Naast onderhoud omvat beheer van de waterkering ook het opstellen en uitvoeren van bedieningsplannen, dijkbewaking, waarschuwingssystemen en rampenbestrijdingsplannen.

Voor verdere details wordt verwezen naar hoofdstuk 9.

Figuur 3.1: Stappen in de levenscyclus van een waterkering



### 3.3. Kwaliteitsborging

Kwaliteitsborging is een systeem van procedures, kennis, kunde en zorg dat er voor moet zorgen dat de waterkering als geheel en zijn onderdelen voldoen aan de gestelde uitgangspunten. Kwaliteitsborging heeft betrekking op processen (onderzoek, ontwerp, uitvoering en beheer), basisproducten (grondstoffen), tussenprodukten en eindproduct. De procedures dienen minimaal te voldoen aan NEN-ISO 9000 t/m 9004.

In elk deelproces van de waterkering dienen uitgangspunten en eisen door middel van duidelijke specificaties doorgegeven te worden naar het volgende deelproces (zie Figuur 3.2). Een terugkoppeling op de voorgaande fase kan nodig zijn als tijdens het proces blijkt dat de specificaties niet kunnen worden gerealiseerd. Met name bij de bouw kunnen anders problemen ontstaan door de verdeling van de verantwoordelijkheden over verschillende organisaties of organisatie-onderdelen.

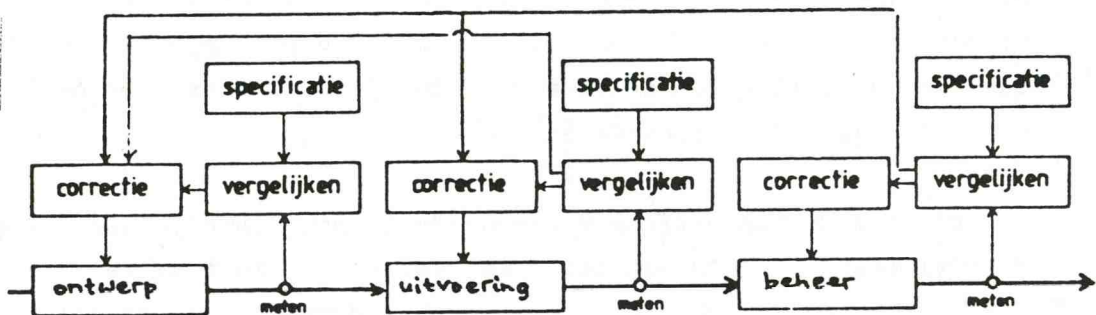
De tijdens de beheersfase uitgevoerde inspecties zijn van groot belang voor de kwaliteitscontrole van alle deelprocessen, omdat alleen hier informatie wordt verzameld over het verouderingsgedrag van onderdelen van de waterkering.

De kwaliteitsborgingsactiviteiten zijn:

1. Vastleggen van de uit de functionele eisen volgende specificaties, streefwaarden, procedures en werkmethoden, alsmede de aanvaardbare toleranties.
2. Meten (al dan niet steekproefgewijs) van de werkelijke waarden en resultaten, en vergelijken aan de normen.
3. Eventueel vervangen, herstellen of corrigeren.
4. Vastleggen van meetresultaten en correcties ten behoeve van de evaluatie van het (deel)proces.

Metingen (inspecties) kunnen leiden tot een verbetering van het (deel)proces via:

- Het verbeteren van de ontwerpmethode. Hiertoe dient een terugkoppeling plaats te vinden van de beheerder en de uitvoerder naar de ontwerper.
- Het verbeteren van de methode van uitvoering. Terugkoppeling van de beheerder naar de uitvoerder is noodzakelijk. Eventueel kan dit via de ontwerper geschieden.
- Het verbeteren van het beheer, en met name een verbeterd onderhoudsplan. Dit blijft binnen de beheerfase, alhoewel de informatie tevens doorgespeeld dient te worden naar de ontwerper.



Figuur 3.2 Kwaliteitsbeheersing via het beginsel van de terugkoppeling

#### 3.4. Betrouwbaarheidsanalyse

Om na te gaan of een constructie (bestaand of in ontwerp) aan de fundamentele eis voldoet dient men een betrouwbaarheidsanalyse uit te voeren, waarbij rekening gehouden moet worden met alle situaties die zich gedurende de vastgestelde referentieperiode kunnen voordoen. Men dient zich daartoe een beeld te vormen van alle bedreigingen, mechanismen en grenstoestanden die in een bepaald geval een rol kunnen spelen. Voor iedere grenstoestand wordt een betrouwbaarheidsfunctie opgesteld, waarin belastingen, materiaaleigenschappen en geometriegegevens als variabelen voorkomen. Omwille van de eenvoud dan wel noodgedwongen bevatten dergelijke functies tal van schematiseringen.



Grootheden als belastingen, materiaaleigenschappen en geometriegegevens hebben een stochastisch karakter. Deze grootheden worden aangeduid als basisvariabelen. De vaststelling van de statistische eigenschappen daarvan is een belangrijk onderdeel van de betrouwbaarheidsanalyse (zie hoofdstuk 7).

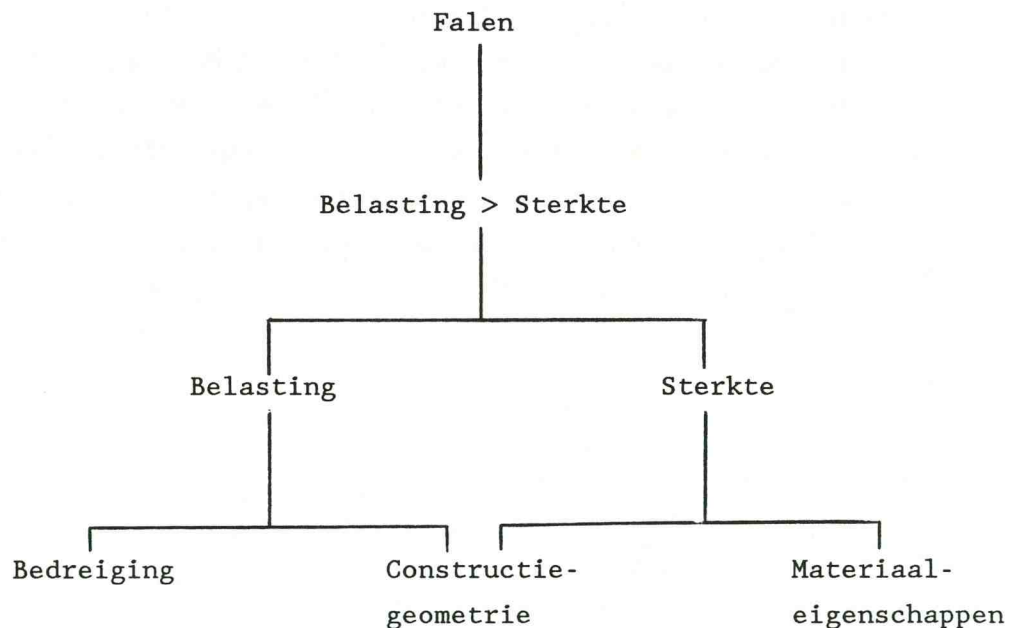
Het laatste onderdeel van de betrouwbaarheidsanalyse is feitelijk de bepaling van de betrouwbaarheid van het systeem van waterkeringen, één enkele waterkering of een doorsnede daarvan. Hiervoor zijn drie analyseniveau's beschikbaar.

Het mathematisch meest nauwkeurige niveau wordt aangeduid als niveau III (exacte berekening), gevolgd door niveau II (eerste orde benadering). In beide gevallen wordt expliciet de kans op falen van de waterkering berekend (zie hoofdstuk 5). De waterkering voldoet indien de kans dat het belastingeffect de weerstand overtreft voldoende klein is. Bij een benadering op niveau I worden zogenaamde rekenwaarden van belastingeffect en sterkte met elkaar vergeleken. Is de rekenwaarde van de weerstand groter dan de rekenwaarde van het belastingeffect, dan voldoet de waterkering. In de rekenwaarden dient het stochastisch karakter van het belastingeffect en de weerstand verdisconteerd te zijn, bij voorkeur ondersteund door achtergrondberekeningen volgens een rekenmethode op niveau II of III (zie hoofdstuk 5).

## 3.5. Belastingen, sterkte, grenstoestanden en mechanismen

Falen

Zodra een constructie of onderdeel daarvan een of meer van de gewenste functies niet meer vervult, spreekt men van falen. De toestand falen kan langs verscheidene wegen worden bereikt. Deze wegen worden de mechanismen genoemd. Per mechanisme kunnen in veel gevallen (maar niet noodzakelijk altijd) een belasting en sterkte worden gedefinieerd zodanig dat "belasting groter dan sterkte" correspondeert met "falen" en "belasting kleiner dan sterkte" met "niet falen". Als de belasting gelijk is aan de sterkte wordt gesproken van een grenstoestand (zie Figuur 3.3). Voor een gegeven mechanisme kunnen belasting en sterkte vaak op verschillende manieren worden gedefinieerd.



Figuur 3.3: Samenhang van begrippen falen, sterkte, belasting, bedreiging geometrie en constructie-eigenschappen

### Bedreigingen/belastingen

Een bedreiging is een van buiten komende oorzaak die kan leiden tot niet goed functioneren van de waterkering. In beginsel is een bedreiging onafhankelijk van de vorm en conditie van de waterkering. De belangrijkste bedreigingen zijn waterstand, wind, etc. Men spreekt ook wel van natuurlijke randvoorwaarden.

De bedreigingen waterstand, wind en golven worden vaak aangeduid als de natuurlijke randvoorwaarden. De belasting op een constructie volgt door een voor het mechanisme relevante combinatie van bedreigingen en (geometrische) eigenschappen van de kering en zijn directe omgeving. Een voorbeeld is de belasting "golfoploop" die volgt uit de natuurlijke randvoorwaarde "golven" en constructie-eigenschappen als "voorland" en "taludhelling".

De belangrijkste bedreigingen zijn:

- waterstand (constant, veranderlijk);
- wind en golven;
- stroming, regen, ijs, aardbeving;
- verkeer (waterverkeer, wegverkeer, vliegverkeer);
- menselijk handelen;
- biologische aantasting;
- chemische aantasting;
- drijvende objecten;
- explosies;
- zwaartekracht.

### Constructie-eigenschappen/sterkte

De sterkte van een constructie of onderdeel is in het algemeen een functie van geometrische grootheden en materiaal-eigenschappen. De belangrijkste geometrische eigenschappen zijn:

- buitencontour van kering en voorland;
- afmetingen diverse onderdelen;
- laagdikte van de ondergrond.

De geometrische eigenschappen kunnen als functie van de tijd veranderen. De belangrijkste materiaal-eigenschappen zijn:

- sterkte;
- vervormingseigenschappen (elastische-, plastische kruip);
- doorlatendheid;
- korrelafmetingen;
- massadichtheden;
- erosieweerstand.

Het is niet altijd mogelijk de sterkte van onderdelen van een kering te ontleden als een functie van geometrische en materiaal-eigenschappen. Soms zal het noodzakelijk zijn direct de sterkte te meten zonder de onderliggende mechanismen te achterhalen.

#### Grenstoestanden

Grenstoestanden kunnen naar hun aard worden onderverdeeld in:

- uiterste grenstoestanden;
- bruikbaarheidsgrenstoestanden.

Men spreekt van een uiterste grenstoestand bij de grens tussen falen en niet falen ten opzichte van de primaire functie (bescherming van het achterland tegen inundatie). In de overige gevallen spreekt men van bruikbaarheidsgrenstoestanden. Hieronder vallen derhalve:

- grenstoestanden m.b.t. falen t.o.v. andere dan de primaire functies;
- grenstoestanden van deelmechanismen (bezwijken van onderdelen zonder dat direct falen optreedt, voorbeelden: bezwijken bekleding, opbarsten kleilaag bij pijpvorming, erosie duin tot minimumprofiel, afschuiving tijdens laagwater).

Overschrijding van een bruikbaarheidsgrenstoestand zal in de regel leiden tot ingrijpen op (zeer) korte termijn.

#### Mechanisme

Een mechanisme is een weg waarlangs een constructie of onderdeel onder invloed van erop werkende belastingen tot falen of bezwijken komt. Bezwijken is het ontstaan van grote vervormingen door overschrijding van de mechanische sterkte. Het mechanisme waarlangs de constructie faalt t.o.v. de primaire functie (bescherming tegen inundatie van het achterland) kan zij



opgebouwd uit een aantal deelmechanismen (zie de paragraaf over grenstoelstanden). Mechanismen of deelmechanismen kunnen vaak geanalyseerd worden in termen van "belasting" en "sterkte", doch dit is niet altijd noodzakelijk. Het mechanisme "geen elektrische voeding" voor het falen van een beweegbare kering is hiervan een voorbeeld.

De belangrijkste (deel)mechanismen zijn:

- overlopen;
- overslag;
- macro-instabiliteit;
- micro-instabiliteit;
- erosie;
- suffosie;
- pijpvorming;
- kwel;
- opbarsten;
- vervorming/kruip;
- plasticiteit/breuk;
- storingen/bediening;
- foutief menselijk handelen.

Niet elk van deze mechanismen zal bij elk keringstype van belang zijn. Aan de andere kant is het ook mogelijk dat nog andere mechanismen kunnen optreden. Per situatie zal onderzocht moeten worden of de opsomming volledig is. Hieronder volgt een nadere toelichting op de genoemde mechanismen.

#### **Overlopen**

Als de waterstand voor een waterkering hoger is dan de hoogte van de waterkering, zal het waterbezwaar in het achterliggende land toenemen. Er kan dan inundatie optreden. Het mechanisme overlopen kan inhouden dat andere mechanismen, zoals micro-instabiliteit, worden aangesproken. In dat geval is dus sprake van een deelmechanisme.



**Overslag**

Indien voor de waterkering golven optreden, kunnen deze over de waterkering slaan. Bij voldoende grote hoeveelheden is direct sprake van inundatie. Ook dit mechanisme kan andere mechanismen induceren.

**Macro-instabiliteit**

Een talud, als overgang tussen twee terreinniveau's in een grondlichaam wordt in stand gehouden door mobilisatie van de interne schuifweerstand van de grond. Bij het ontbreken van (voldoende) mobiliseerbare schuifweerstand zal het talud afschuiven. Er is dan sprake van instabiliteit. Van macro-instabiliteit wordt gesproken als een diep glijvlak afschuift. Indien de horizontale waterdruk de opneembare schuifkracht overtreft, dan zal de waterkering als geheel verplaatsten (alleen bij starre constructies).

**Micro-instabiliteit**

Hiermee wordt bedoeld op lokale instabiliteit op aan de oppervlakte van (boven- of onderwater) taluds, waarbij onder invloed van de uittredende grondwaterstroming gronddeeltjes uit het talud worden weggevoerd.

**Erosie**

Als gevolg van golfoploop, overloop of overslag kan bij kruin, talud, of bodembescherming erosie optreden. Voor bezwijken is de snelheid en duur van de erosie van belang. Een andere oorzaak van erosie is mechanische beschadiging door bijv. wrakhout, schepen en kruisend ijs. Onder erosie wordt verstaan de (deel)mechanismen duinafslag, aantasten bekleding (stortsteen, zetsteen, gras), Edelmanmechanisme, aantasting zand en kleilichamen na verlies van bekleding.

**Suffosie**

Uitspoelen van deeltjes ten gevolge van stromingskrachten (met name bij filterconstructies).

**Pijpvorming**

Pijpvorming (piping) onder de waterkeringen treedt op als gevolg van het meevoeren van gronddeeltjes door de eroderende werking van de kwelstroom.

**Kwel/onder- en achterloopsheid**

Het kwelwater kan bij waterkeringen die langdurig een hoge waterstand moeten keren een zodanige omvang krijgen dat de waterkering zijn primaire functie niet vervult. Van belang hierbij is de doorlatendheid van de waterkering en de ondergrond. Onder- en achterloopsheid is ook van belang voor de kunstwerken van vreemde objecten.

**Opbarsten**

Indien een waterkering is gebouwd op een ondoorlatende laag die ligt op een watervoerende laag, dan in het geval van overdruk de ondoorlatende laag opbarsten. Dit mechanisme hoeft op zich niet tot bezwijken of falen te leiden, maar kan andere mechanismen (piping, kwel) induceren.

**Vervorming/kruip**

Sterke vervormingen zonder verlies van samenhang of evenwicht kunnen het waterkerend vermogen van een kering of zijn onderdelen aantasten. Aansluitingen tussen verschillende typen constructies of bekledingen zijn vaak plaatsen waar door verschil in gedrag bezwijkmechanismen geïnitieerd worden. In het bijzonder worden als kwetsbaar aangemerkt: de teen-constructie, de overgang grondconstructie-kunstwerk en de omgeving rond vreemde objecten.

**Plasticiteit, breuk**

Constructies van staal, hout, beton of steen die onderdeel uitmaken van de waterkering (kunstwerken, keerconstructies) of in de waterkering voorkomen (vreemde objecten) kunnen bezwijken door een reeks van mechanismen die hier met breuk/plasticiteit worden samengevat.

**Storingen/bediening**

In waterkeringen met bewegende delen dient rekening te worden gehouden met faalmechanismen t.g.v. storingen in aandrijving, beweging en bediening.

**Foutief menselijk handelen**

In veel gevallen zullen mensen tijdens bedreigende omstandigheden handelend optreden (bediening stormvloedkering, plaatsen schotbalken, maken van overlagen). Rekening dient te worden gehouden met mogelijk falen van dit menselijk handelen. Een eventuele reductie op de faalkans door menselijk ingrijpen (bijvoorbeeld plaatsen van zandzakken) mag alleen in rekening worden gebracht indien dit menselijk handelen een integrerend en georganiseerd onderdeel uitmaakt van het waterkeringssysteem.

### 3.6. Criteria/dijkkringfilosofie

#### Inleiding

De dijkkring met het daaromheen liggende systeem van waterkeringen dient geïntegreerd in beschouwing genomen te worden. Rekening dient te worden gehouden met samenhang tussen belastingen en mechanismen op verschillende locaties van de dijkkring, alsmede met verschillen in kosten van beveiliging en gevolgen bij inundatie. Soms kan het noodzakelijk zijn de werking van andere dijkringen in de beschouwing te betrekken, bijvoorbeeld voor de beoordeling van indirecte waterkeringen.

Bij het ontwerpen/toetsen kunnen door de bevoegde instantie een van de volgende drie criteria worden voorgeschreven:

#### 1. Probabilistisch ontwerp op minimum kosten.

De totale kosten van bouw, onderhoud en inundatie-risico over de referentieperiode worden geminimaliseerd. Het risico is afhankelijk van het gebruik van het te beschermen gebied. Deze wijze van ontwerpen kan alleen worden gevolgd indien een betrouwbaarheidsanalyse op niveau II of III wordt gebruikt.

#### 2. Minimalisatie van kosten bij gegeven betrouwbaarheidseisen.

De constructie wordt zodanig ontworpen dat kosten van bouw plus onderhoud minimaal zijn, terwijl voldaan wordt aan gestelde eisen met betrekking tot betrouwbaarheid of risico. De betrouwbaarheidseisen kunnen variëren per grenstoestand en locatie binnen een dijkkring. Verder moet onderscheid worden gemaakt tussen (in de tijd) gemiddelde faalkansen en maximaal aanvaardbare kansen voor kortere perioden (bijvoorbeeld een jaar). De hoogte van de betrouwbaarheidseisen volgt uit een maatschappelijke (politieke) consensus t.a.v. de aanvaardbaarheid van de gevolgen van het overschrijden van grenstoestanden en/of uit econometrische overwegingen. Er kan zowel analyiseniveau II of III als analyiseniveau I worden gebruikt.



### 3. Minimalisatie van risico bij niet-technische randvoorwaarden.

Indien bijvoorbeeld de financiële grondslag ontbreekt om aan de gewenste betrouwbaarheid te voldoen, kan een ontwerp gebaseerd worden op de maximale betrouwbaarheid of minimalisatie van risico bij gegeven budget.

In alle gevallen dient ook rekening te worden gehouden met andere mogelijke planologische, milieu-technische of historische randvoorwaarden. De drie gepresenteerde varianten zullen in onderstaande nader worden uitgewerkt.

#### Minimalisatie van totale kosten

Indien inundatie optreedt zal er schade ontstaan. De schade die ontstaat dient gekwantificeerd te worden. Deze zal afhankelijk zijn van factoren die het inundatieproces beschrijven (doorbraakpunt, inundatiediepte, inundatiesnelheid, inundatieduur en waterkwaliteit, windrichting en windkracht) en factoren die betrekking hebben op de structuur van het geïnundeerde gebied (grootte, bevolking, bebouwing, bestaansmiddelen, waarschuwings- en reddingsmiddelen). Uiteindelijk dient het inundatierisico bepaald te worden. Dit is het geïntegreerde product van de inundatiekans en de schadeverwachting.

Een waterkering ter beperking van het inundatie-risico dient zodanig ontworpen te worden dat de som van bouwkosten, onderhoudskosten en risico (gekapitaliseerd) minimaal is. De optimale faalkans volgt hier dus uit econometrische overwegingen. In de eenvoudigste vorm volgt het ontwerp via minimalisering van:

$$C_{\text{tot}} = C_{\text{bouw}} + C_{\text{ond}} \sum \frac{P_{\text{F}}(i)S(i)}{(1+r)^i}$$

$C_{\text{bouw}}$  = de bouwkosten

$C_{\text{ond}}$  = onderhoudskosten

$P_{\text{F}}(i)$  = de faalkans voor het  $i$ -de jaar

$S(i)$  = de schadeverwachting in jaar  $i$



Zoveel mogelijk dient men bij deze optimalisering ook moeilijk kwantificeerbare zaken mee te nemen, zoals cultuurhistorische waarden, landschappelijke waarden, verlies aan mensenlevens, etc. Bedacht moet worden dat "niet meenemen" het zelfde is als "waarde nul toekennen". Deze posten kunnen zowel bij directe kosten als bij schade voorkomen.

Bij het uitvoeren van de optimalisering dient rekening te worden gehouden met het feit dat bouwkosten, onderhoudskosten en schade per dijkvak kunnen verschillen. Dit kan leiden tot differentiatie van veiligheidsniveau's binnen een dijkkring.

Bij verbetering van een bestaande waterkering is beperking van het risico alleen dan economisch verantwoord, indien de kosten van verbetering de verwachtingswaarde van de schade niet overtreft. Hier ligt een essentieel verschil tussen "toetsen" en "ontwerpen". In veel gevallen zal dit ertoe leiden een bestaande waterkering die niet aan de "ontwerpnorm" voldoet, toch niet te verbeteren.

Niet elk resultaat uit de econometrische optimalisering is maatschappelijk zonder meer aanvaardbaar. De faalkans mag niet zo groot worden dat:

- de kans op verdrinking van ieder individu boven een bepaalde norm komt;
- de risico-acceptatiegrens voor de omvang van de ramp wordt overschreden.

Het "individueel criterium" leidt tot de eis [8]:

$$P_F = P_{D|F} < \beta^* 10^{-4}$$

$\beta^*$  = beleidsfactor

$P_F$  = faalkans kering per jaar

$P_{D|F}$  = kans op overlijden individuen bij gegeven inundatie

De beleidsfactor voor waterkeringen in Nederland wordt voorlopig vastgesteld op 0.3.

Het "omvangcriterium" leidt tot de eis [8]:

$$P_F < \left\{ \frac{100 \beta^*}{k N_p P_{D|F}} \right\}^2 N_a$$

$k$  = risico-aversie parameter

$N_a$  = aantal dijkringen in Nederland  $\approx 40$

$N_p$  = aantal personen dat aan gevaar is blootgesteld

De risico-aversie-parameter  $k$  voor inundatie in Nederland wordt voorlopig vastgesteld op 2.

Opmerking: het kan nodig zijn naast de gehele dijkkring ook deelgebieden aan deze criteria te toetsen.

#### Minimalisatie van kosten bij gegeven betrouwbaarheidseisen

In de meeste gevallen zal voor een dijkkring op basis van globale afwegingen een maatschappelijk geaccepteerd risico- of betrouwbaarheidsniveau voor ontwerp of toetsing worden vastgesteld. Eenzelfde risico (faalkans) kan op verschillende manieren worden gerealiseerd. Daarbij dient gestreefd te worden naar minimum kosten, in de brede zin van het woord.

Het op deze wijze ontwerpen of toetsen van een volledige waterkering rond een dijkkring is in het algemeen een te bewerkelijke procedure. Daarom is in hoofdstuk 3.7 van deze leidraad als hulpmiddel een standaard-verdeling opgenomen waarbij de faalkans over onderdelen en mechanismen wordt uitgesplitst. Gegeven deze faalkans per onderdeel en per mechanisme kan men vervolgens kiezen uit:

- a) een probabilistische berekening op niveau II of III;
- b) een controle-procedure op niveau I.

De niveau I procedures zijn opgenomen in de afzonderlijke leidraden.

#### Minimalisatie van risico bij gegeven randvoorwaarden

Indien gewenst kan een ontwerp gebaseerd worden op de maximale betrouwbaarheid bij gegeven financiële of andere randvoorwaarden.

- Bij een financiële randvoorwaarde kan in principe dezelfde procedure worden gevolgd als bij minimalisatie van totale kosten. Echter de gevonden faalkansen dienen allen met een factor te worden gereduceerd, zodanig dat het beperkte budget toereikend is. Op deze wijze wordt de maximale betrouwbaarheid gevonden bij gegeven budget.
- Om redenen van bijvoorbeeld planologische aard kan het zijn dat het niet mogelijk is om alle elementen van het systeem op het optimale betrouwbaarheidsniveau te brengen. In dat geval hangt het van de correlatie tussen de diverse onderdelen af wat dan de optimale strategie is. Soms is het zinvol de andere delen van de dijkkring wel te verbeteren, soms niet.

## 3.7. Verdeling van de faalkans over de hoofdmechanismen

Formeel kan de gebeurtenis falen voor een stelsel van  $n$  waterkeringen met  $m$  faalmechanismen genoteerd worden als:

$$F = \bigcup_{i=1}^n \bigcup_{j=1}^m F_{ij}$$

$F_{ij}$  = gebeurtenis dat element  $i$  faalt volgens mechanisme  $j$

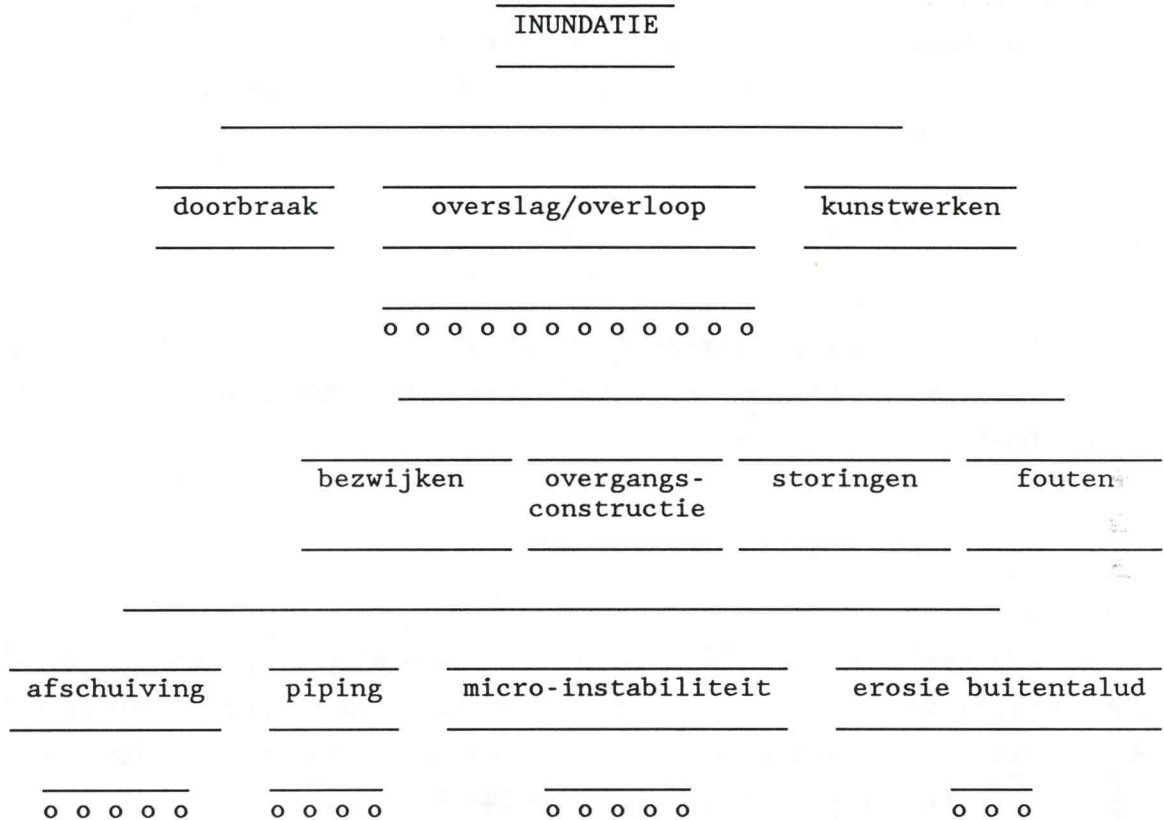
$U$  = vereniging van gebeurtenissen: de gebeurtenis  $F$  treedt dus op als ten minste een van de gebeurtenissen  $F_{ij}$  optreedt.

Ieder faalmechanisme  $F_{ij}$  kan op zijn beurt weer zijn opgebouwd uit een serie- of parallelschakeling van deelmechanismen. Wij beperken ons hier tot de hoofdmechanismen. Voor de verdere behandeling is het doelmatig de volgorde om te keren: onderscheidt  $m$  hoofdmechanismen en per hoofdmechanisme  $n$  elementen. Een element kan samenvallen met een individuele waterkering of bijvoorbeeld een deelverzameling zijn zoals: "alle dijken op het noordwesten". Er volgt:

$$F = \bigcup_{j=1}^m \bigcup_{i=1}^n F_{ij}$$

In Figuur 3.4 is een elementaire foutenboom weergegeven voor het falen van een waterkeringsstelsel.

Figuur 3.4: Foutenboom waterkeringstelsel.



Stel dat voor de dijkring en voor de gezamenlijke mechanismen een faalkans  $P(F) = 10^{-4}$  per jaar als aanvaardbaar maximum wordt genomen. Er dient dan een "begroting" te worden opgesteld voor de verdeling van de faalkans over de verschillende faaloorzaken en de verschillende elementen. De hoofdmechanismen en de elementen zijn meestal niet onafhankelijk of volledig afhankelijk, zodat in principe een moeilijke som ontstaat. Naar oud ingenieursgebruik lijkt het verstandig de moeilijke som in eerste instantie te laten voor wat die is en een conservatieve benadering toe te passen. In een volgend stadium kan, indien nodig, de berekening verscherpt worden. De benadering bestaat uit de veronderstelling dat alle faalmechanismen ongecorrigeerd zijn, waarna faalkans (zolang  $P(F) \ll 1$ ) kan worden berekend als de som van alle faalkansen. Op deze manier ontstaat een bovengrens.



Alleen in het geval van duidelijke volledige afhankelijkheid wordt de ondergrens (het maximum van alle faalkansen) toegepast. De keuze van de elementindeling moet er zo veel mogelijk op gericht zijn de berekeningsgrondslag van "volledig afhankelijk" of "onafhankelijk" met de werkelijkheid overeen te laten stemmen. Voor de verdeling van de totale faalkans over de hoofdfaalmechanismen volgt:

$$P\{F\} = \sum_{j=1}^m P\left\{ \bigcup_{i=1}^n F_{ij} \right\}$$

Voor de verdeling van de faalkans over de verschillende elementen kunnen we gebruik maken van een gecombineerde ondergrens/bovengrens-benadering; derhalve:

$$P\{F\} = \sum_{j=1}^m \left[ \sum_{r=1}^{n(j)} \max_{i \in K_{jr}} P\{F_{ij}\} \right]$$

Hierbij is  $K_{jr}$  een deelverzameling met volledig gecorreleerde elementen voor mechanisme  $j$ . We bepalen eerst het maximum per deelverzameling en tellen deze maxima vervolgens op. Voor een schatting van de lengte van de deelverzameling wordt verwezen naar hoofdstuk 4.

Afgezien van een statistisch probleem is de verdeling van de faalkans over de verschillende hoofdfaalmechanismen ook een economisch probleem. Hoofdfaalmechanismen waarvan de faalkans met relatief weinig geld kan worden gereduceerd, kunnen zonder bezwaar op een lage streefwaarde worden gesteld, terwijl dure mechanismen zo hoog mogelijk moeten worden begroot. Op basis van ervaring en gangbare praktijk is als weergegeven in tabel 3.1. een standaardbegroting aangegeven. De cijfers dienen als voorbeeld en niet als wet te worden beschouwd. Onderscheid wordt gemaakt tussen een "begin van falen" en "volledige inundatie". In feite hebben we natuurlijk te maken met een volledig glijdende schaal. De verhouding begin falen/volledige inundatie is tentatief op een factor 10 gesteld. Bij elk van de kansen moet nog een onderverdeling naar de diverse belastingbronnen worden gemaakt. Onderdelen van de boorkansen kunnen volgens dezelfde filosofie verder gedetailleerd worden. Indien d

gevolgen van inundatie sterk per element of mechanisme verschillen dient dit in de beschouwing te worden betrokken, in die zin dat elementen waarbij falen een relatief hoge (inundatie)schade geeft een hogere veiligheid wordt gegeven. De hogere veiligheid kan vaak met geringe economische inspanning worden bereikt (overdijking). In tabel 3.1 is hiermee geen rekening gehouden.

Tabel 3.1: Voorbeeld voor een faalkansbegroting voor een stelsel van waterkeringen rond een dijkkring bij een toegestane inundatiekans van  $10^{-4}$ . In individuele gevallen kan een andere onderverdeling wenselijk zijn.

j	Mechanisme j	Begin van falen (Bruikbaarheids- grenstoestand) $P\{F_j\}$	Volledige inundatie (Uiterste grenstoestand) $P\{F_j\}$
1	overlopen	$5 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-5}$
2	overslag	per jaar	per jaar
3	afschuiving	$10^{-4}$	$10^{-5}$
4	piping	$10^{-5}$	$10^{-5}$
5	erosie binnentalud	$10^{-4}$	$10^{-5}$
6	erosie buitentalud	$10^{-4}$	$10^{-5}$
7	falen van kunstwerken, bouwwerken en pijp- leidingen	$10^{-4}$	$10^{-5}$
	totaal	$10^{-3}$	$10^{-4}$

#### 4. MODELLEN

##### 4.1. Algemeen

Teneinde de faalkans van onderdelen van een waterkering voor de verschillende grenstoestanden te kunnen berekenen, moet voor ieder te beschouwen mechanisme een model worden opgesteld. Modellen dienen een realistische schematisering van de werkelijkheid te zijn en te worden opgesteld overeenkomstig de algemeen aanvaarde wetten van de mechanica en natuurkunde. De ontwerper dient zich steeds zorgvuldig rekenschap te geven van de feitelijke situatie waarin de waterkering zich voor wat betreft belasting en krachtsverdeling bevindt, zowel in het aanlegstadium als in de gereede toestand.

##### 4.2. Variabelen

In de (reken)modellen komen variabelen voor de eigenschappen van de constructie en van de belasting beschrijvingen. In het algemeen hebben deze variabelen een stochastisch karakter, zijn ze afhankelijk van plaats en tijd en kunnen ze onderling gecorreleerd zijn. Het stochastische karakter van de variabelen wordt vastgelegd via verdelingsfuncties die bijvoorbeeld gekenmerkt zijn door gemiddelden, standaardafwijking, en autocorrelatiefuncties en de kruiscorrelatiefuncties.

Indien de schatting van statistische eigenschappen gebaseerd is op weinig of geen waarnemingen (zie hoofdstuk 7), dient de statistische onzekerheid in rekening te worden gebracht.

Voor alle variabelen dient onderzocht te worden of het stochastische karakter, de tijds- en plaatsafhankelijkheid en de onderlinge correlatie voor het betreffende model relevant zijn. Het is van belang te onderzoeken of voor een bepaalde stochast de momentane waarde of de extreme waarde (minimaal of maximaal), dan wel het gehele proces beschreven moet worden. Een vaak gebruikte schematisering voor tijds- en plaatsafhankelijke variabelen is het Borges-Castanheta-model. In dit model wordt de tijd (ruimte) opgedeeld in perioden  $\Delta t$ , waarin de grootheid constant wordt genomen. De realiseringen in

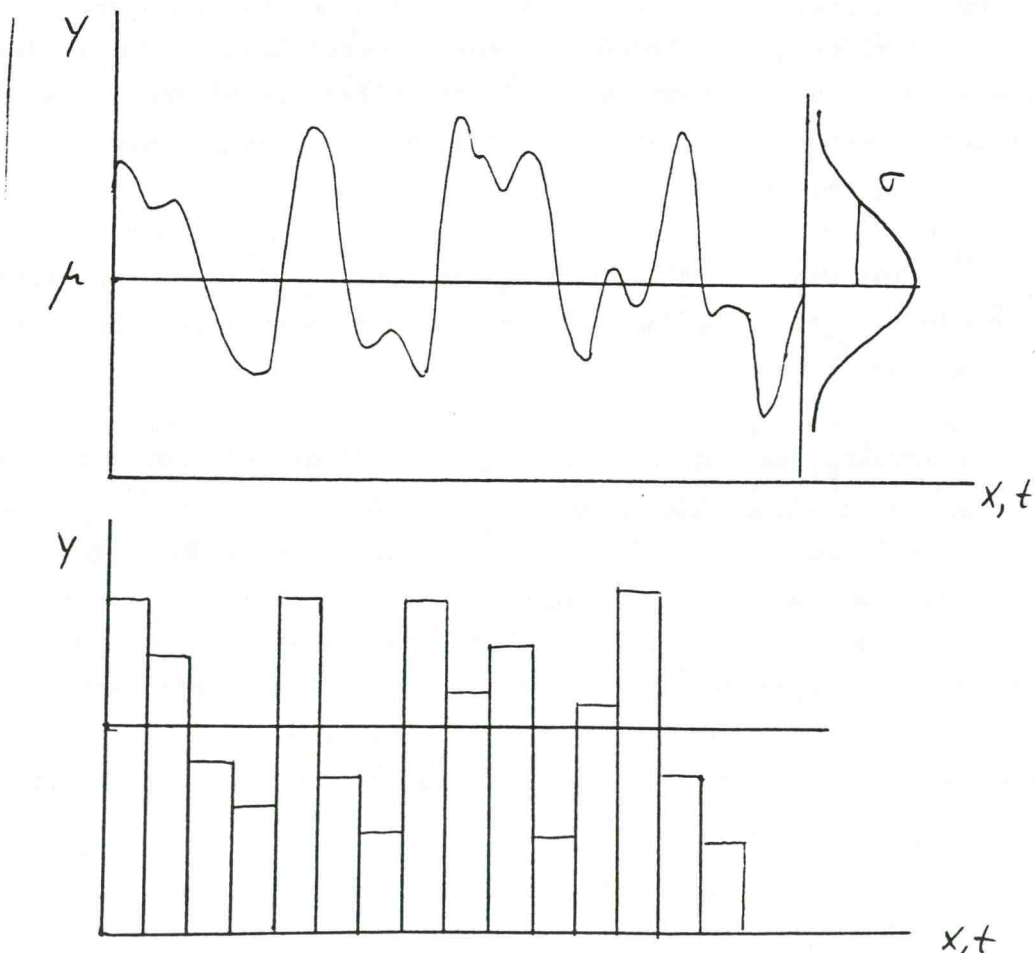
de verschillende perioden worden ongecorreleerd of constant gecorreleerd genomen. Zie Figuur 4.1.

Indien de volledige correlatiefunctie  $\rho(\tau)$  bekend is volgt de intervallengte  $\Delta t$  van het Borges-Castanheta-model uit:

$$\Delta t = \frac{\sqrt{2\pi}}{\beta \sqrt{-\rho''(0)}}$$

Hierin is  $\beta$  het betrouwbaarheidsniveau behorend bij het betreffende design point (zie hoofdstuk 5). Indien de functie  $\rho(\tau)$  gegeven wordt door  $\rho = \exp(-\pi \tau^2 / \delta^2)$  geldt dat  $\Delta t = \delta / \beta$ . De constante correlatie  $\rho_0$  tussen de intervallen van het Borges-Castanheta-model wordt gegeven door  $\rho_0 = \lim \rho(\tau)$  voor  $\tau \rightarrow \infty$ .

Figuur 4.1: Voorbeelden van een variabele die variëren naar plaats of tijd.





#### 4.3. Modelonzekerheden

Ten aanzien van de onzekerheden in rekenmodellen kan het nodig zijn een zogenaamde modelfactor in te voeren. Hierbij kunnen de volgende zaken van belang zijn:

- De onzekerheden in een rekenmodel kunnen bepaald worden door middel van proeven of door eenvoudige rekenmodellen te vergelijken met meer verfijnde modellen. Het rekenmodel moet in principe zo gekozen worden dat het de gemiddelde waarde van proefresultaten of de resultaten van verfijnde modellen voorspelt.
- Het effect van de onzekerheden kan ook worden ingebouwd in het model zelf; met andere woorden, het model wordt zo gekozen dat het aan de "veilige kant" is; in die gevallen moet de mate van conservatieve van het model duidelijk worden aangegeven.
- Bij sommige toepassingen kan het model systematische fouten hebben, bijvoorbeeld als een vereenvoudigd model wordt gebruikt. Dergelijke systematische fouten kunnen worden gedekt door een correctiefactor toe te passen op de resultaten verkregen uit het model.
- Bij de bepaling van de diverse coëfficiënten dient door de opsteller van het rekenmodel aangegeven te worden welke aspecten expliciet in de berekening zijn betrokken en welke uitgangspunten aan de modelvorming ten grondslag hebben gelegen.



#### 4.4. Modellen voor de belasting

Belastingen kunnen worden ingedeeld naar plaatsafhankelijkheid (vast, vrij) of tijdsafhankelijkheid (permanent, veranderlijk, bijzonder).

Bij plaatsgebonden of vaste belastingen ligt de ruimtelijke verdeling over de gehele constructie vast. Men denke hierbij aan eigen gewicht en waterdruk.

Vrije belastingen kunnen binnen bepaalde grenzen een willekeurige verdeling in de ruimte hebben. Voor de beschrijving van de plaatsgebonden belastingen wordt volstaan met de kentallen van een verdelingstype. Voor de vrije belastingen dient dit te worden aangevuld met een beschrijving van de verdeling (spectrum, correlatiefunctie).

Permanente belastingen zijn belastingen die langdurig aanwezig zijn en slechts weinig in grootte variëren. Zij worden beschreven door de kentallen van een verdelingstype.

Veranderlijke belastingen variëren in de loop van de tijd en kunnen ook een deel van de tijd afwezig zijn. Bij veranderlijke belastingen maakt men onderscheid tussen de momentane waarde (aanwezig op een willekeurig tijdstip) en de extreme waarde (de maximale waarde in de referentieperiode). De beschrijving door een kansdichtheidsfunctie wordt aangevuld door spectra of correlatiefuncties. Van veranderlijke belastingen is soms alleen de extreme waarde van belang, soms de duur waarmee deze aanhoudt. Bij andere grenstoestanden zijn details van het cyclisch karakter van belang.

Bijzondere belastingen (calamiteiten) zijn belastingen waarvan het optreden binnen de referentieperiode een lage waarschijnlijkheid heeft (explosies aardbevingen). Zij worden beschreven door een verdelingstype voor de grootte en een Poisson-modellering voor het proces van optreden.

De stochastische modellering van de belastingeigenschappen zal vaak gebaseerd zijn op historische gronden. Op basis hiervan kan een kansverdelingsfunctie worden opgesteld. De nauwkeurigheid van deze zal groter zijn naar mate over een langere tijdsperiode de belastingeigenschappen zijn gemeten. De onnauwkeurigheid moet in rekening gebracht worden door een statistische onzekerheid, die een kleinere standaardafwijking heeft naar mate de nauwkeurigheid van de kansverdelingsfunctie groter wordt.

Bij alle belastingmodellen dient rekening te worden gehouden met veranderingen op lange termijn die leiden tot verandering van de huidige kentallen en/of de trends die daarin momenteel waargenomen worden.

De fysische modellering voor belastingen (bijv. golfopwekking, golfoploop, stromingsmodellen) dient gebaseerd te zijn op de algemeen aanvaardbare wetten van de fysica en mechanica. Gebruik kan worden gemaakt van rekenmodellen en experimentele modellen.

#### 4.5. Modellen voor de constructie

##### Ruimtelijke modellering

Aan de ruimtelijke modellering van een waterkering moet de beoordeling van het benodigde schematiseringsniveau ten grondslag liggen. Te onderscheiden zijn: punt-, lijn-, vlak-, dan wel lichaamsvormige schematiseringen (respectievelijk 0-D, 1-D, 2-D en 3-D). Na deze beoordeling volgt de vaststelling van de benodigde materiaaleigenschappen en geometriegegevens van het model.

##### Geometrie van de constructie

Er moet bij ontwerpen rekening worden gehouden met mogelijke afwijkingen in de geometrie van een waterkering ten opzichte van de specificaties. Afwijkingen kunnen het gevolg zijn van onnauwkeurigheden in de uitvoering al dan niet conform toleranties, of (tijdafhankelijke) natuurlijke processen (laagdikte-variatie, zetting, klink). Door middel van kwaliteitscontrole en metingen kunnen afwijkingen van de gewenste geometrie worden opgespoord.

##### Materiaaleigenschappen

Eigenschappen van materialen moeten worden vastgelegd met behulp van meetbare, fysische grootheden. Hun getalwaarden of statische kenmerken worden ontleend aan proeven, al dan niet uitgevoerd in directe relatie met de betreffende kering. De proefstukken moeten representatief zijn voor de beschouwde populatie.

Indien de eigenschappen tijdafhankelijk zijn en/of in belangrijke mate worden beïnvloed door de belastinghistorie, dan dient daarmee rekening te worden gehouden. Tevens kan het nodig zijn de plaatscorrelatie en kruiscorrelatie met andere variabelen te onderzoeken.

De omstandigheden waaronder een proef wordt uitgevoerd en de afmetingen en vorm van het proefstuk moeten zo worden gekozen, dat zo goed mogelijk alle relevante parameters in beschouwing worden genomen en dat de onderzochte eigenschap ondubbelzinnig wordt bepaald. Afhankelijk van de onderzochte eigenschap kunnen de proefresultaten gepresenteerd worden in de vorm van afzonderlijke waarden, grafieken of in formulevorm.

### Tijdsafhankelijkheid

Modellen dienen rekening te houden met tijdsafhankelijkheid die het gevolg kan zijn van:

- Verouderingsmechanismen door mechanische, chemische, biologische of klimatologische invloeden.
- Vervormingsmechanismen door consolidatie en kruip.
- Veranderingen van de vooroever als gevolg van morfologische invloeden (afschuivingen of zettingsvloeiingen).

Onder mechanische verouderingsmechanismen wordt ook erosie verstaan, waarbij materiaal van de waterkering wordt verplaatst onder invloed van permanente of periodieke waterbeweging tijdens gebruiksomstandigheden.

De tijdsafhankelijkheid houdt in dat rekening gehouden dient te worden met kort- en langdurende fluctuaties ten opzichte van de referentieperiode, zowel voor de eigenschappen zelf als voor de reacties van eigenschappen op bepaalde belastingen (bijvoorbeeld de snelheid van belasten kan van invloed zijn op het materiaal gedrag).

### Toestandsparementers

Toestandsparementers (of gidsparementers) zijn meet- of uit meting berekenbare tijdsafhankelijke constructieparementers die de conditie van een waterkering beschrijven. Gedurende de levensduur van de constructie kan over deze variabelen door inspectie nader informatie worden ingewonnen. De standaardafwijking van een variabele met een stochastisch karakter wordt daardoor kleiner.

### Experimentele modellen

In het algemeen zullen experimentele modellen dienen te worden gebruikt als er geen rekenmodellen zijn of als rekenmodellen een grote modelonzekerheid hebben en dus tot gevolg hebben dat een ontwerp theoretisch onveilig of oneconomisch is.



Als ontworpen wordt op basis van experimentele modellen, dan moet worden aangetoond dat een betrouwbaarheidsniveau aanwezig is dat vergelijkbaar is met het betrouwbaarheidsniveau dat bereikt zou worden als het ontwerp was gebaseerd op rekenmodellen.

Bijzondere aspecten die in beschouwing moeten worden genomen, zijn:

- verstoringen van het experimentele model ten gevolge van de beproevingsapparatuur;
- onzekerheden met betrekking tot langeduur effecten;
- procedures voor het nemen van steekproeven om te zorgen voor representatieve monsters in het geval van proeven op prototypes;
- statistische onzekerheden als gevolg van het beperkte aantal proefresultaten;
- wijze van bezwijken;
- de koppeling van de van invloed zijnde mechanismen.

Alle relevante aspecten van het experimentele model moeten worden vastgelegd, teneinde een herhaling van de proef mogelijk te maken.



#### 4.6. Lengte-effecten bij verschillende mechanismen

Ten behoeve van het op eenvoudige wijze in rekening brengen van ruimtelijke spreiding voor een aantal mechanismen worden in dit deel van het hoofdstuk enkele suggesties gedaan. Momenteel is dit nog onderwerp van studie, zodat binnenkort aanpassing van de aanbevelingen verwacht kan worden.

##### Overlopen

Indien de waterstand rond de dijkkring afhangt van een enkele stochast (rivierafvoer of zeestand) en de spreiding in de hoogte of sterkte van de dijk relatief gering is, is er sprake van een volledige correlatie van de gebeurtenissen "Falen van waterkering i". Er geldt dan:

$$P(F_j) = \max P_{ij}$$

$P(F_j)$  = kans op falen van de waterkering door overlopen

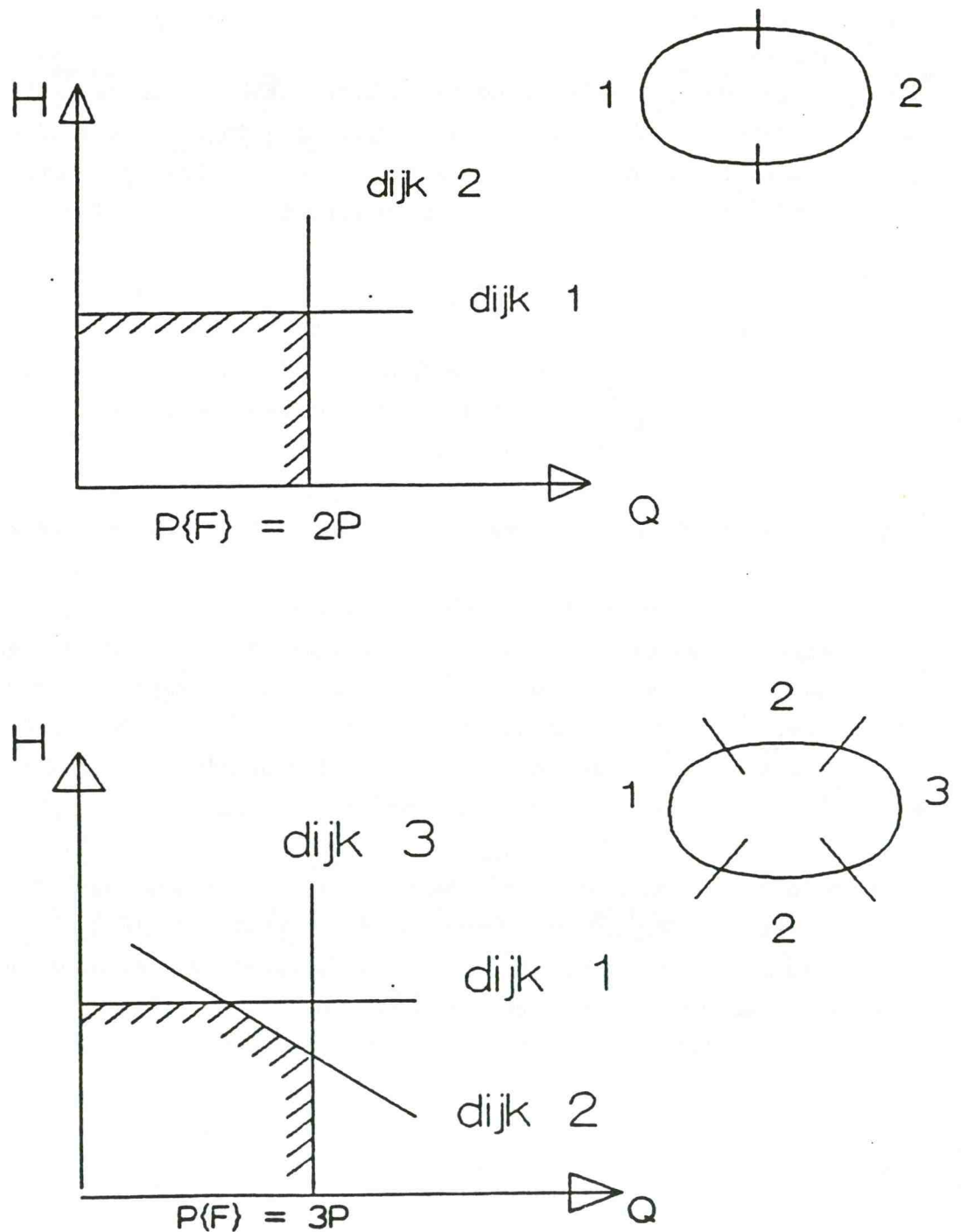
$P_{ij}$  = kans op falen van een individuele kering i door overlopen

Een element valt hier dus samen met een individuele waterkering

Indien de waterstand afhangt van meerdere onafhankelijke variabelen en dit niet op iedere locatie in gelijke mate (zoals in het overgangsgebied tussen zee- en rivierengebied) dan wordt de faalkans groter dan het maximum van  $P(F_i)$ . Bij twee onafhankelijke bedreigingen ligt de faalkans van het systeem (afhankelijk van de vorm van het faaldomein) tussen 2 en 3.5 maal de faalkans van een individuele kering (zie Figuur 4.2).

Als begin van falen (bruikbaarheidsgrenstoestand) kan worden aangehouden dat de eerste druppel water over de dijk gaat. Volledige inundatie (uiterste grenstoestand) correspondeert met doorbraak of een zodanig debiet dat normale waterafvoer in de polder niet meer afdoende is.

Figuur 4.2: Falen door overloop bij twee onafhankelijke bedreigingen H en Q. De faalkans  $P(F)$  van het systeem hangt af van de vorm van het faaldomein (dat is het domein met combinaties H-Q waarbij falen optreedt). Aangenomen is dat iedere dijksegment individueel een kans P heeft.



Golfoverslag

Golfoverslag wordt bepaald door de windsnelheid en de windrichting. Onder bepaalde omstandigheden is de faalkans van het systeem gelijk aan die van het (zwaarst belaste) element met de grootste faalkans. Deze omstandigheden zijn:

- alle elementen hebben dezelfde orientatie en geometrie;
- wind en waterstand zijn volledig gecorreleerd;
- alle elementen zijn even sterk (zelfde kritieke debiet).

De kans op falen van een ring waarbij meerdere richtingen een rol spelen kan benaderd worden met:

$$P\{F_j\} = P_{ij} + \sum_{i=2}^n \alpha_i P_{ij}$$

$n$  = aantal windrichtingen (gewoonlijk 16)

$\alpha_i$  = reductie-coëfficiënt voor richting  $i$

$P_{ij}$  = kans op falen element  $i$  voor mechanisme golfoverslag

Waarden voor  $\alpha_i$  zijn gegeven in onderstaande tabel [ ]. Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig geïnterpoleerd worden.

Tabel:  $\alpha_i$ - waarden

	golfoverslagcriterium		
	0.1l/m/s	1l/m/s	10l/m/s
rivierengebied	0.8	0.5	0.2
overgangsgebied	0.5	0.3	0.2
zeegebied	0.3*	0.2	0.1

\* komt overeen met 2% golfoploop

Overschrijden van een golfoverslagcriterium hoeft nog niet direct tot inundatie te leiden. Bij het hanteren van het  $1\ell/m/s$  is naar verwachting de faalkans nog een orde 10 lager. Bij een scherper criterium voor overslag wordt deze factor kleiner.

### Afschuiving

Voor afschuiving van een dijkprofiel geldt dat een dijk volgens het Borges-Castanhera-model kan worden onderverdeeld in equivalent onafhankelijke secties (elementen) van 30 - 100 m (afmetingen van een afschuifvlak). Per dijksectie kan een tweedimensionale betrouwbaarheidsanalyse voor de stabiliteit worden uitgevoerd met:

$$P(F) = \sum_{i=1}^{L/\Delta a} P_i$$

L = lengte van de totale dijk

$\Delta a$  = lengte van een sectie

De correlatie-afstand  $\Delta a$  kan berekend worden door uit te gaan van correlatie-modellen van de onderliggende variabelen (zie 5.4.3). Indien dat niet gebeurt kan een afstand van  $\Delta a = 30$  m worden aangehouden.

Voor volledige inundatie dient te worden meegenomen dat afschuiving niet hoeft samen te vallen met hoogwater, maar bijvoorbeeld later of eerder kan plaatsvinden.

### Piping

Het fenomeen piping wordt voor een belangrijk deel bepaald door de dikte van afsluitende lagen. Op vergelijkbare wijze als bij afschuiving kan als criterium worden gesteld:

$$P(F) = \sum_{i=1}^{L/\Delta p} P_i$$

L = lengte van de totale dijk

$\Delta p$  = correlatieafstand van de diktevariatiën in de afsluitende laag

Evenals bij afschuiving kan  $\Delta p$  worden berekend uit onderliggende modellen. Er kan ook direct  $\Delta p = 100$  m worden aangehouden.

#### Erosie binnentalud/micro-instabiliteit

Dit mechanisme wordt bepaald door de duur van het hoogwater, de doorlatendheid en de materiaalsterkte. Voor het lengte-effect is waarschijnlijk de doorlatendheidscoëfficiënt het meest van belang. Verdere uitspraken op dit moment zouden puur speculatief zijn.

#### Erosie buitentalud

Een ingewikkelde kwestie, zoals o.a. ook blijkt uit de diverse studies op het gebied van dijkbekledingen en steenzettingen. In eerste instantie wordt de bekleding van de dijk aangetast. Bepalend hierbij is de correlatielengte van de sterkte van de steenzetting en de correlatielengte van de golfaanval. Vervolgens komt dan de vraag aan de orde hoe de dijk reageert als er enkele bekledingselementen verdwenen zijn en wanneer de bekleding over een groot deel is weggeslagen. Dit probleem is voorlopig nog niet opgelost.



#### 4.7. Modellen voor bewegingswerken

Indien in een waterkering bewegende onderdelen voorkomen dienen deze beoordeeld te worden op:

- fouten in bediening (zie 4.6)
- niet beschikbaarheid
- storingen

Niet beschikbaarheid kan het gevolg zijn van:

- geplande onderhoudsactiviteiten
- niet herstelde schade opgelopen bij vorig gebruik, bij vorig onderhoud of na vorig onderhoud (bijvoorbeeld aanvaring).

Storingen kunnen het gevolg zijn van:

- geen of onvoldoende vermogen
- startproblemen bij motoren, elektrische, hydraulische en besturingssystemen
- uitvallen van motoren, elektrische, hydraulische en besturingssystemen tijdens bedrijf
- blokkades van zand, vuil en schepen
- zettingen/deformaties van de hoofddraagconstructie
- deformaties beweegbare delen
- niet functioneren van de remmen
- aanvaringen na sluiten

Voor veel systeemonderdelen zijn faalkansen per vraag bekend. Deze moeten worden vertaald naar kansen per jaar.

#### 4.8. Modellen voor menselijk falen

In de praktijk van vele industriële processen blijkt falen uiteindelijk het gevolg van falen bij menselijk handelen.

Menselijk falen kan worden onderscheiden in:

- voorspellingsfouten
- uitblijven van een beslissing
- nemen van verkeerde beslissing
- uitvoerder beslissing niet te bereiken
- uitvoerder bereikt plaats van handeling niet
- fout in uitvoering beslissing

Voor kwantificering van de kansen op de genoemde gebeurtenissen wordt verwezen naar Rasmussen-rapport, Swain & Guttmann (1983), GRASP (Rijksuniversiteit Leiden).

In relatie met dit onderwerp dient aandacht te worden gegeven aan de regeling van taken en bevoegdheden, het bestaan van vervangingsschema's bij vacantie en ziekte, het vastleggen van procedures, het regelmatig oefenen van handelingen en het testen van apparatuur.

## 5.           PROBABILISTISCHE REKENTECHNIKEN

### 5.1.        Niveau's van berekening

In het rekenmodel voor een mechanisme kan worden voorgesteld door een betrouwbaarheidsfunctie  $Z$ , die in de regel geschreven kunnen worden als het verschil van sterkte en belasting:  $Z = R - S$ . Negatieve waarden van  $Z$  corresponderen dus met falen en positieve waarden met niet-falen.

De betrouwbaarheidsfunctie is in het algemeen een functie van een groot aantal variabelen. De variabelen met een stochastisch karakter worden de basisvariabelen genoemd. De bepaling van de mate van betrouwbaarheid, gegeven de betrouwbaarheidsfunctie en de statistische kenmerken van de basisvariabelen, kan op drie niveau's geschieden:

Niveau III: De volledige kansdichtheidsfuncties van de basisvariabelen worden in rekening gebracht. Tevens wordt rekening gehouden met het eventueel niet-lineaire karakter van de betrouwbaarheidsfunctie en de systeemkenmerken van de beschouwde grenstoestand.

Niveau II: Terwille van de hanteerbaarheid worden in de exacte formulering bepaalde, welomschreven vereenvoudigingen aangebracht: de betrouwbaarheidsfunctie wordt gelineairiseerd en de kansdichtheidsfuncties van de basisvariabelen worden vervangen door kansdichtheidsfuncties van normale verdelingen. Systeemoperaties (EN-kansen, OF-kansen) worden afzonderlijk uitgevoerd.

Niveau I: Een semi-probabilistische beschouwing waarbij wordt uitgegaan van representatieve waarden voor de stochastische variabelen en van veiligheidsfactoren. Deze berekening levert geen kans op falen. Wel kan met deze methode gecontroleerd worden of aan een gedefinieerd veiligheidsniveau wordt voldaan. De vaststelling van de veiligheidsfactoren gebeurt met behulp van berekeningen op niveau II of III. Indien dit laatste niet wordt gedaan is in feite sprake van een berekening op niveau 0. Dit wordt niet aanbevolen.

## 5.2.           Systeem-analyse/Fouten- en Gebeurtenissenbomen

Een waterkering bestaat uit een groot aantal elementen die samen een systeem vormen. Als tussenniveau onderscheidt men ook wel het subsysteem. Het falen van een systeem kan worden geanalyseerd m.b.v. fouten- en gebeurtenissenbomen.

Met een gebeurtenissenboom bepaalt men de reactie van het systeem op een gegeven "begingebuurtenis". De gebeurtenissenboom legt het logische wijze verband tussen één begingebuurtenis en alle mogelijke daaropvolgende reacties van het systeem. Een voorbeeld van een gebeurtenissenboom is gegeven in Figuur 5.1.

Een foutenboom geeft een logische opeenvolging van alle gebeurtenissen, die leiden tot één ongewenste "top gebeurtenis". Een voorbeeld van een foutenboom is gegeven in Figuur 5.2.

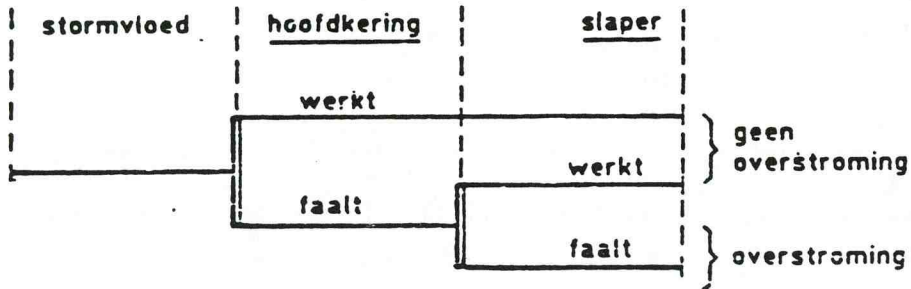
Met behulp van bomen is het mogelijk:

- inzicht te krijgen in de wijze waarop het systeem kan falen;
- de kans op falen van het systeem te bepalen;
- de technische en menselijke oorzaken van falen in een benadering te verenigen.

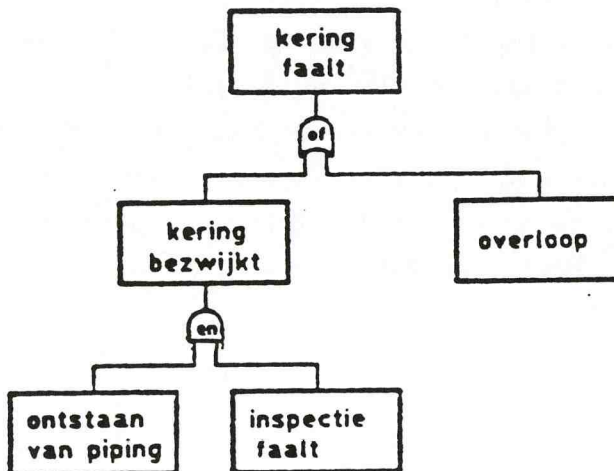
Met behulp van een niveau II of III berekening (of uit empirische gegevens) wordt de faalkans van de afzonderlijke elementen bepaald. Hierna kan op systematische wijze de faalkans van het gehele systeem bepaald worden. Op niveau III kan de berekening van de topgebeurtenis ook direct plaats vinden

Binnen een systeem kunnen elementen op twee essentieel verschillende wijzen opzichte van elkaar gerangschikt zijn. Er zijn twee hoofdmogelijkheden van rangschikking: de serie-schakeling en de parallel-schakeling.

Figuur 5.1: Voorbeeld gebeurtenissenboom.



Figuur 5.2: Voorbeeld foutenboom.





Bij een serie-schakeling is het falen van één basiselement voldoende voor het falen van het systeem. Als de elementen onafhankelijk zijn, dan is de faalkans van het systeem te berekenen als

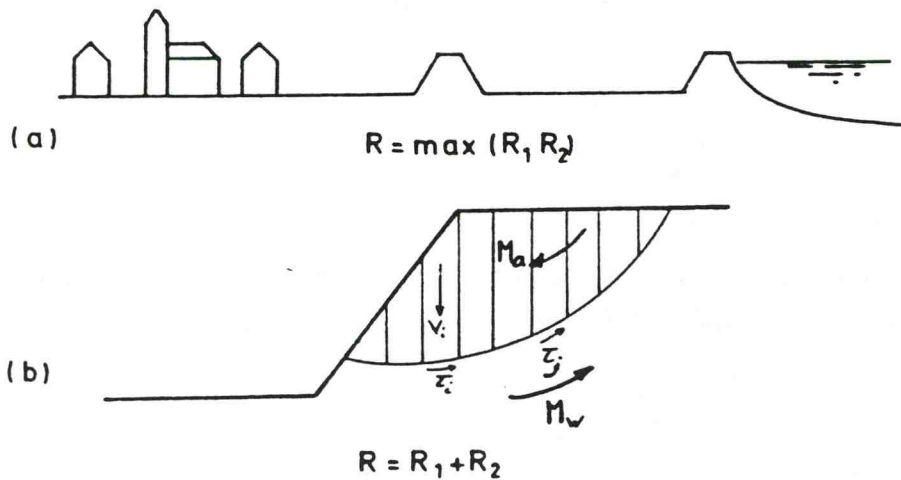
$$P_F = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{F_i}) \approx \sum_{i=1}^n P_{F_i}$$

met  $P_{F_i}$  de kans op falen van een element. De benadering geldt voor kleine waarden van  $P_{F_i}$ . Bij afhankelijkheid tussen de elementen dan kan men de boven- en ondergrens van de systeemfaalkans bepalen met behulp van de in formules van 5.4.2.

Een parallelsysteem wordt in zijn algemeenheid gekenmerkt door het feit dat elementen elkaar kunnen compenseren: het falen van een element leidt niet automatisch tot falen van het systeem. De wijze waarop dat gebeurt kan overigens essentieel verschillen. Vergelijk bijvoorbeeld de parallel-systemen van de figuren 5.3a en 5.3b.

In Figuur 5.3a wordt een gebied beschermd tegen inundatie door twee waterkeringen. Als de primaire kering faalt, treedt niet onmiddellijk inundatie op, omdat dan de tweede kering in werking treedt. Pas als ook de tweede kering faalt, faalt het systeem als geheel. Een dergelijk systeem is eigenlijk de zuivere tegenhanger van het seriesysteem: het seriesysteem faalt als een van de elementen faalt, het parallelsysteem werkt als een van de elementen werkt. Mathematisch zijn de beide systemen dan ook gelijkwaardig als men faalkansen door succesansen vervangt en omgekeerd.

Figuur 5.3a en 5.3b: Verschillende soorten parallelsystemen.



In Figuur 5.3b is een ander type parallelsysteem aangegeven. Getekend is een glijvlak met een aantal lamellen waarop een verticale belasting werkt. Het systeem faalt als het aandrijvend moment uit de verticale belasting groter is dan het weerstrevend moment samengesteld uit de som van de schuifspanningen. De sterkte van het systeem is dus gelijk aan:

$$R = \sum R_i$$

waarbij  $R_i$  de maximale schuifkracht is die door lamel  $i$  geleverd kan worden. Voor de geldigheid van bovenstaande vergelijking is het overigens van belang dat het spannings- $\epsilon$ diagram van een enkele lamel een ductiel (taai) karakter heeft.

Het gemiddelde en de standaardafwijking van een ductiel parallelsysteem met  $n$  elementen wordt gegeven door:

$$\mu(R_{\text{sys}}) = \sum \mu(R_i)$$

$$\sigma^2(R_{\text{sys}}) = \sum \sum \rho_{ij} \sigma(R_i) \sigma(R_j)$$

Als alle  $R_i$  hetzelfde gemiddelde en dezelfde standaardafwijking bezitten, en onafhankelijk zijn, kan dit worden vereenvoudigd tot:

$$\mu(R_{\text{sys}}) = n \mu(R_i)$$

$$\sigma^2(R_{\text{sys}}) = n \sigma^2(R_i)$$

Het gemiddelde neemt evenredig met  $n$  toe, terwijl de spreiding toeneemt met  $\sqrt{n}$ . Relatief neemt de spreiding dus af:

$$V(R_{\text{sys}}) = \frac{V(R_i)}{\sqrt{n}}$$

Beschouw vervolgens het geval dat de elementen  $R_i$  volledig gecorreleerd zijn. Voor gemiddelde, standaardafwijking en variatiecoëfficiënt volgt respectievelijk:

$$\mu(R_{\text{sys}}) = n \mu(R_i)$$

$$\sigma(R_{\text{sys}}) = n \sigma(R_i)$$

$$V(R_{\text{sys}}) = V(R_i)$$

De gunstige werking van het parallelsysteem is bij volledige correlatie helemaal verdwenen.

## 5.3. Niveau III technieken

## 5.3.1 Volledige integratie

In de berekeningen op niveau III wordt de bezwijkkans berekend op grond van de exacte kansdichtheidsfuncties van de basisvariabelen.

Als de betrouwbaarheidsfunctie  $Z$  te schrijven is als  $Z = R - S$  en als  $R$  en  $S$  onafhankelijke basisvariabelen zijn, dan wordt de kans op falen gegeven door de vergelijking (zie ook Figuur 5.4):

$$P\{Z < 0\} = \iint_{r < s} f_R(r) f_S(s) dr ds$$

Hierbij is  $f_R(r)$  de kansdichtheidsfunctie van  $R$  en  $f_S(s)$  de kansdichtheidsfunctie van  $S$ . Het product  $f_R(r) f_S(s) dr ds$  geeft de kans weer dat  $R$  ligt tussen  $r$  en  $r+dr$ , terwijl  $S$  tegelijkertijd ligt tussen  $s$  en  $s+ds$ . Door vervolgens alle kansen op combinaties met 'weerstand lager dan de belasting' op te tellen (te integreren) verkrijgt men de kans op falen.

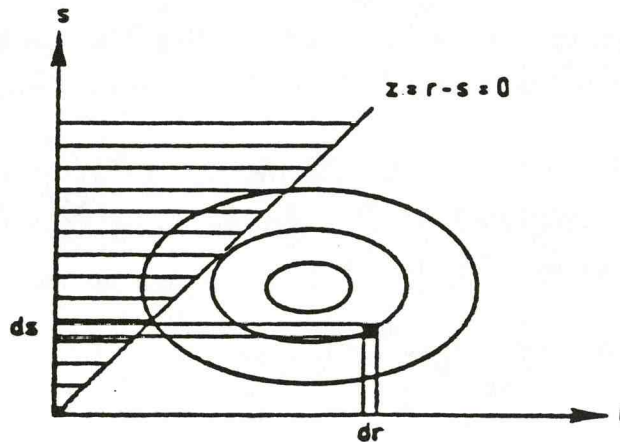
In bovenstaande vergelijking kan de dubbel integraal via partiële integratie worden herleid tot een enkelvoudige integraal:

$$P\{Z < 0\} = \int_0^{\infty} \left\{ \int_0^s f_R(r) dr \right\} f_S(s) ds = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds$$

Hierin is  $F_R(s)$  de cumulatieve verdelingsfunctie voor de sterkte  $R$ . Analoog vindt men via partieel integreren naar  $s$ :

$$P\{Z < 0\} = \int_0^{\infty} \{1 - F_S(r)\} f_R(r) dr$$

Figuur 5.4: Hoogtelijnenkaart voor het product  $f_R(r)f_S(s)$ ; het gearceerde gebied is het faaldomein  $r < s$ .



Welke formulering wordt gekozen, hangt af van de aard van het probleem. Meestal zijn  $R$  en  $S$  op hun beurt functies van andere (basis) variabelen. De betrouwbaarheidsfunctie wordt dan algemeen gegeven door:

$$Z = Z(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

Voor het algemene geval wordt de kans op falen:

$$P\{Z < 0\} = \int \int \dots \int_{Z(\underline{x}) < 0} \prod_{i=1}^n f_{X_i}(x_i) dx_i$$

Verondersteld is dat de variabelen  $X_i$  onafhankelijk zijn. Bovenstaand vergelijking maakt duidelijk dat het bepalen van een faalkans op niveau II neerkomt op het uitrekenen van een  $n$ -voudige integraal, waarbij  $n$  het aantal stochastische variabelen is.



De uitwerking van deze vergelijking zal meestal numeriek uitgevoerd worden. Hierbij kan veelal gebruik worden gemaakt van standaard programmatuur. Bij een groot aantal variabelen zal de berekening veel rekentijd vergen. Het is dan aan te bevelen om de niveau III berekening met behulp van simulaties uit te voeren. Deze werkwijze zal in paragraaf 5.3.2 worden besproken. Een andere mogelijkheid is gebruik te maken van niveau II berekeningen (par. 5.4).

### 5.3.2 Monte Carlo simulatie

De Monte Carlo simulatie wordt gerekend tot de niveau III berekeningen. Bij deze berekening worden op basis van de verdelingsfunctie van de variabelen, random getallen getrokken. Voor de getrokken waarden van de variabelen berekent men vervolgens het teken van de betrouwbaarheidsfunctie  $Z$ . Indien deze functie negatief is, is er sprake van falen. Door deze procedure een groot aantal malen te herhalen is een schatting te geven van de faalkans  $P_b$  in de vorm van het quotient van het aantal bezweken exemplaren  $N_b$  en het aantal simulaties  $N$ .

Er zijn in hoofdzaak twee methoden om randomgetallen uit de gewenste verdeling te trekken. Beide gaan uit van een trekking uit een uniforme verdeling. Een trekking van een getal uit een uniforme verdeling is op eenvoudige wijze te realiseren. De meeste computertalen bieden hiervoor een mogelijkheid.

De eerste methode is gebaseerd op de grondslag van de gewenste verdeling. Door bijvoorbeeld een aantal uitkomsten van een uniforme verdeling te sommeren krijgt men een normaal verdeelde stochast  $y$ :

$$y = \frac{\sum_{i=1}^N X_u(i) - N/2}{\sqrt{N/12}}$$

waarin  $X_u$  uniform verdeeld is met  $0 < X < 1$ , en  $y$  normaal verdeeld, met een gemiddelde 0 en een standaardafwijking 1. Via een transformatie kan een getal met willekeurige  $\mu$  en  $\sigma$  worden verkregen.

$$Y_N = \sigma y + \mu.$$

Ook voor sommige andere verdelings typen kan deze werkwijze worden gevolgd.

Een tweede methode is gebaseerd op het feit, dat de overschrijdingskans uniform verdeeld tussen nul en één ligt, zoals ook bij elke verdelings functie de overschrijdingskans tussen nul en één ligt.

$$p = F_X(x)$$

Oplossen van x op te lossen uit deze vergelijking geeft:

$$x = F_X^{-1}(p)$$

Voor de gewenste verdeling  $F_X$  geldt dan:

$$X_{F_X} = F_X^{-1}(X_u)$$

Bijvoorbeeld de extreme verdeling:

$$p = e^{-\lambda(x-\mu)},$$

$$X = -\frac{1}{\lambda} \ln p + \mu.$$

Een trekking uit een extreme verdeling wordt dus gerealiseerd volgens:

$$X_E = -\frac{1}{\lambda} \ln(X_u) + \mu,$$

Ten einde het grote aantal berekeningen, dat een Monte Carlo simulatie vereist, te reduceren, kan een benadering worden gebruikt. Hierbij worden na een aantal simulaties, de  $\mu$  en  $\sigma$  van de kansdichtheidsfunctie van  $Z$  bepaald. Vervolgens wordt met behulp van een veronderstelling omtrent het type van kansdichtheidsfunctie de bezwijkkans  $P(Z < 0)$  bepaald. Bijvoorbeeld bij een normale verdeling:  $\beta = \mu/\sigma$ ,  $P\{Z < 0\} = \Phi_N(-\beta)$ .

Andere mogelijkheden om het aantal simulaties te beperken zijn "importance sampling" [3] en "directional sampling". Bij importance sampling worden geen trekkingen uit de echte kansverdelingsfuncties van de basisvariabelen gedaan, maar uit aangepaste functies, zodanig dat meer falende exemplaren worden verkregen. De faalkans volgt uit:

$$P_F = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N U_j \prod_{i=1}^n \frac{f_i(\xi_{ij})}{g_i(\xi_{ij})}$$

- $f_i$  = kansdichtheidsfunctie voor  $x_i$
- $g_i$  = aangepaste kansdichtheidsfunctie voor  $x_i$
- $\xi_{ij}$  = trekking voor  $x_i$  in simulatie  $j$
- $N$  = aantal simulaties
- $n$  = aantal basisvariabelen
- $U_j$  = 0 als  $j$ -de trekking leidt tot "niet falen"
- $U_j$  = 1 als  $j$ -de trekking leidt tot "falen"

De aangepaste kansdichtheidsfuncties hebben meestal grotere standaard afwijkingen en/of verschoven gemiddelden. Deze methode kan alleen winst opleveren, indien het aantal basisvariabelen niet te groot is, of als het "design point" bekend is (zie 5.4).

Bij directional sampling wordt uitgegaan van standaard normaal verdeelde variabelen (gemiddeld nul, standaardafwijking één), eventueel na transformatie. Bij iedere trekking  $\underline{U}_j = \{U_1, U_2, \dots, U_n\}_j$  wordt een factor  $\lambda_i$  bepaald, zodanig dat het punt  $\lambda_i U_{i-1}$  op de faalgrens ligt. (De waarde van  $\lambda_i$  kan dus ook  $\infty$  zijn). De faalkans volgt vervolgens uit:

$$P_F = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (1 - \chi_n^2(\lambda_i))$$

N = aantal simulaties

$\chi_n^2$  = chi<sup>2</sup>-verdeling met n graden van vrijheid

n = aantal basisvariabelen

De  $\chi^2$ -verdeling is de verdeling van  $y = \sum u_i^2$  met  $i = 1..n$ . Voor grote n komt de  $\chi^2$ -verdeling overeen met een normale verdeling met  $\mu = n$  en  $\sigma = \sqrt{2n}$ .

In alle gevallen dient een schatting van de nauwkeurigheid gemaakt te worden.

## 5.4. Niveau II berekeningen

## 5.4.1 First Order Reliability Method (FORM)

Veronderstel wederom  $Z = R - S$  en dat  $R$  en  $S$  beide een normale verdeling hebben uit. Uit de waarschijnlijkheidstheorie volgt dan, dat ook  $Z$  een normale verdeling heeft. Het gemiddelde en de standaardafwijking van  $Z$  kunnen gevonden worden via:

$$\mu(Z) = \mu(R) - \mu(S)$$

$$\sigma^2(Z) = \sigma^2(R) + \sigma^2(S)$$

De kans op falen volgt uit:

$$P\{Z < 0\} = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz = \Phi_N(-\beta)$$

$$\beta = \mu(Z)/\sigma(Z)$$

Hierin is  $f_Z(z)$  de kansdichtheidsfunctie van  $Z$ ,  $\Phi_N(-\beta)$  is de verdelingsfunctie van de standaard normale verdeling en  $\beta$  is de zogenaamde betrouwbaarheidsindex. De functie  $\Phi_N(-\beta)$  moet worden opgezocht in een tabel met waarden van de cumulatieve verdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling; voor waarden van  $\beta > 2$  kan  $\Phi_N(-\beta)$  goed benaderd worden met:

$$\Phi_N(-\beta) = \frac{1}{\beta\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{\beta^2}{2}\right\}$$

Voor  $2 < \beta < 4$  geldt vaak voldoende nauwkeurig  $\Phi_N(-\beta) = 10^{-\beta}$ .

Merk op dat, afgezien van een eventueel gebruik van een benadering voor  $\Phi(-\beta)$ , de niveau II analyse voor het beschouwde geval een exact antwoord oplevert.



In het algemene geval [6] [7] is  $Z$  een willekeurige functie van een  $n$ -tal stochastische variabelen  $X_1 \dots X_n$ . Neem aan dat de  $X_i$  onderling onafhankelijk zijn en dat de gemiddelden en standaardafwijkingen bekend zijn. Kern van de niveau II berekening is de linearisering van de functie  $Z$ . Stel dat een eerste orde linearisering plaats vindt via een Taylor-reeks-ontwikkeling in een punt  $X_i = X_i^0$  (vandaar de naam First Order Reliability Method of FORM):

$$Z = Z^0 + \sum_{i=1}^n (X_i - X_i^0) \left( \frac{\partial Z}{\partial X_i} \right)^0$$

Hierin is  $Z^0$  de functie-waarde van  $Z$  in het punt  $X_i = X_i^0$ ;  $(\partial Z / \partial X_i)^0$  is de partiële afgeleide naar  $X_i$ , eveneens geëvalueerd in het punt  $X_i = X_i^0$ . Het gemiddelde en de standaardafwijking van  $Z$  volgen dan uit

$$\mu(Z) = Z^0 + \sum_{i=1}^n (\mu(X_i) - X_i^0) \left( \frac{\partial Z}{\partial X_i} \right)^0$$

$$\sigma^2(Z) = \sum_{i=1}^n \left\{ \sigma(X_i) \left( \frac{\partial Z}{\partial X_i} \right)^0 \right\}^2$$

De kans op falen wordt wederom gegeven door:

$$P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz = \Phi_N(-\beta)$$

$$\beta = \mu(Z) / \sigma(Z)$$

Als men voor  $X_i^0$  de gemiddelden van  $X_i$  kiest, spreekt men van een "mean value" benadering. Een nauwkeuriger benadering ontstaat echter door  $X_j^0$  gelijk te nemen aan het "ontwerppunt" (design point). Dit punt is gedefinieerd als dat punt op de bezwijkgrens (Failure boundary) waar de kansdichtheid maximaal is. Het ontwerppunt wordt bij normaal verdeelde variabelen gegeven door:

$$X_i^0 = \mu(X_i) - \alpha_i \beta \sigma(X_i)$$

$$\alpha_i = \frac{\sigma(X_i)}{\sigma(Z)} \frac{\partial Z}{\partial X_i}$$

Het probleem is dat het ontwerppunt niet direct kan worden bepaald (behalve als Z lineair is) en dat dit via iteratie gevonden moet worden.

Tenslotte moet worden vermeld dat er twee verschillende methoden bestaan om variabelen met niet-normale verdelingen te behandelen. De meest gebruikelijke procedure is om de niet-normale verdelingen te vervangen door equivalente normale verdelingen, waarbij de waarden van dichtheidsfuncties en verdelingsfuncties in het punt  $X_i^0$  dezelfde zijn.

Veelal is het echter handiger te werken met formele transformaties, zodanig dat Z een functie wordt van uitsluitend normale basisvariabelen.

Een eenvoudig voorbeeld is een lognormaal verdeelde X. Lognormaal wil zeggen dat  $\ln X$  een normale verdeling heeft. De variabele X kan worden vervangen door  $\exp(Y)$ , waarbij Y een normale verdeling heeft.

Formeel wordt een willekeurige transformatie aangegeven door:

$$x = F_x^{-1} \{ \Phi(u) \}$$

F = verdelingsfunctie van x

$\Phi$  = verdelingsfunctie van u

x = willekeurige random variabele

u = normale variabele met  $\mu = 0$  en  $\sigma = 1$

In aanvulling op een FORM-analyse kan men eventueel een Second Order Reliability Method gebruiken (SORM), waarbij de betrouwbaarheidsfunctie z in het via FORM gevonden design point verder wordt ontwikkeld tot en met de tweede orde termen.

## 5.4.2 Berekening Samengestelde Gebeurtenissen

Beschouw de samengestelde gebeurtenis  $P(F)$ , gedefinieerd als:

$$P(F) = P\{Z_1 < 0 \text{ of } Z_2 < 0\}$$

Hierin zijn  $Z_1$  en  $Z_2$  bijvoorbeeld betrouwbaarheidsfuncties van twee elementen van een seriesysteem. Een alternatieve schrijfwijze is:

$$P(F) = P\{Z_1 < 0\} + P\{Z_2 < 0\} - P\{Z_1 < 0 \text{ EN } Z_2 < 0\}$$

Eenvoudig valt in te zien dat deze kans altijd groter is dan de faalkans van de afzonderlijke elementen, maar kleiner dan de som:

$$\max P\{Z_1 < 0\} \leq P(F) \leq P\{Z_1 < 0\} + P\{Z_2 < 0\}$$

Een bijzonder geval treedt op als  $Z_1 < 0$  en  $Z_2 < 0$  onafhankelijke gebeurtenissen zijn:

$$P(F) = P\{Z_1 < 0\} + P\{Z_2 < 0\} - P\{Z_1 < 0\} P\{Z_2 < 0\}$$

Als men voor andere gevallen behoefte heeft aan een nauwkeurige schatting dan kan men een berekening op niveau III overwegen ofwel gebruik maken van een benaderingsformule. Nagenoeg alle benaderingen veronderstellen dat  $Z_1$  en  $Z_2$  normaal verdeeld zijn en maken gebruik van de correlatie-coëfficiënt  $\rho$ . De waarde van  $\rho$  kan berekend worden met:

$$\rho = \sum \alpha_{1i} \alpha_{2i} \rho_i$$

$\alpha_{1i}$  = de  $\alpha$ -waarde voor  $X_i$  volgend uit de niveau II berekening van  $Z_1 < 0$

$\alpha_{2i}$  = de  $\alpha$ -waarde voor  $X_i$  volgend uit de niveau II berekening van  $Z_2 < 0$

$\rho_i$  = correlatie van  $X_i$  in mechanismen  $Z_1$  en met  $X_i$  in  $Z_2$

Verondersteld is dat de  $X_i$  onderling onafhankelijk zijn.

De meest bekende benaderingsformule voor  $P\{Z_1 < 0 \text{ EN } Z_2 < 0\}$  is die volgens Ditlevsen [D]:

$$P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\} \geq \max \{ \Phi_N(-\beta_1) \Phi_N(-\beta_2^*), \Phi_N(-\beta_1^*) \Phi(-\beta_2) \}$$

$$P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\} \leq \Phi_N(-\beta_1) \Phi_N(-\beta_2^*) + \Phi_N(-\beta_1^*) \Phi_N(-\beta_2)$$

$$\beta_i^* = (\beta_i - \rho \beta_j) / \sqrt{1 - \rho^2_{ij}}$$

Andere benaderingsmethoden zijn die volgens Hohenbichler [25] en Stevenson-Moses [5].

Voor een samengestelde OF-gebeurtenis met n elementen geldt dat de faalkans wordt gegeven door:

$$P(F) = P\{Z_1 < 0 \text{ OF } Z_2 < 0 \text{ OF } \dots Z_n < 0\}$$

De onder- en bovengrenzen worden in dit geval gegeven door:

$$\max P\{Z_i < 0\} \leq P(F) \leq \sum P\{Z_i < 0\}$$

De grenzen die gegeven worden door bovenstaande ongelijkheden zijn nogal ruim. Soms kan met succes gebruik worden gemaakt van nauwkeurige grenzen, eveneens afkomstig van Ditlevsen:

$$\sum [P_i - \sum_{j < i} P_{ij}] \leq P(F) \leq \sum [P_i - \max_{j < i} P_{ij}]$$

$$\text{met } P_{ij} = P\{Z_i < 0 \text{ en } Z_j < 0\}$$

Naast het berekenen van de kans op een samengestelde gebeurtenis heeft het vaak betekenis de bijbehorende equivalente  $\beta$  te bepalen via  $\beta = -\Phi^{-1}(P)$  en de equivalente  $\alpha$ -waarden van het systeem. Deze  $\alpha$ -waarden kunnen alleen "benaderend" worden bepaald. Het voordeel van de equivalente  $\alpha$ - en  $\beta$ -waarden is dat een equivalente lineaire Z-functie kan worden opgesteld [25].

$$Z_{\text{sys}} = \beta_{\text{eq}} - \sum \alpha_{i \text{ eq}} x_i \quad \alpha_{i \text{ eq}} = \frac{\sigma_i \Delta\beta}{\Delta x_i}$$

Hierbij is  $\Delta x_i$  een deterministische verschuiving (van het gemiddelde) van  $x_i$  en  $\Delta\beta_i$  de resulterende verandering in  $\beta$ . Zonodig kan  $\alpha_{i \text{ eq}}$  nog genormaliseerd worden. Een dergelijke systeemfunctie kan weer gebruikt worden in een volgende of hogere analyse, bijvoorbeeld als een systeem bestaat uit een parallelschakeling van serie-systemen. Eerst worden dan alle seriesystemen afzonderlijk geanalyseerd. Vervolgens worden de equivalente betrouwbaarheidsfunctie opgesteld. Vervolgens analyseert men het parallelsysteem alsof het een standaard geval betreft.

Opmerking: In het kader van de lopende TAW-E-studie wordt momenteel nog onderzoek gedaan naar andere benaderingsmethoden.

### 5.4.3 Verwerking van het tijdseffecten/lengte-effecten

Indien op een constructie twee belastingen werken, die beide in de tijd fluctueren, dan hoeven hun maxima niet samen te vallen. Analoog geldt dit probleem bij variatie in de ruimte, maar we zullen hier de tijdfluctuatie verder uitwerken. Het standaard model dat gebruikt wordt om dit in rekening te brengen is het Borges-Castanheta model (zie hoofdstuk 4.2). Aangenomen wordt dat een belasting steeds constant is gedurende een bepaald tijdsinterval en dat de waarden in opeenvolgende tijdsintervallen onafhankelijk (of constant gecorreleerd) van elkaar zijn. In Figuur 5.5 is dit weergegeven voor twee belastingbronnen S en T. Belasting S varieert 4 keer per jaar en belasting T varieert 24 keer per jaar. In de Figuur is aangegeven dat hun maxima niet hoeven samen te vallen.



Het maximum van de som Q in een jaar wordt gegeven door:

$$Q = \max_{i=1..4} \{ S_i + \max_{j=1..6} (T_{ij}) \}$$

De verdelingsfunctie van een maximum van n onafhankelijke stochasten ( $S_{\max} = \max S$ ) worden gegeven door:

$$F_{S_{\max}} = (F_S)^n$$

In de niveau II-som kan een dergelijk model op verschillende manieren worden meegenomen, bijvoorbeeld via beschouwing als serie-systeem in de tijd:

$$\text{Falen} = \{ Z_1 < 0 \text{ of } Z_2 < 0 \text{ of } \dots \text{ of } Z_n < 0 \}$$

$$\text{met } Z_i = R - S_i - \max_j T_{ij}$$

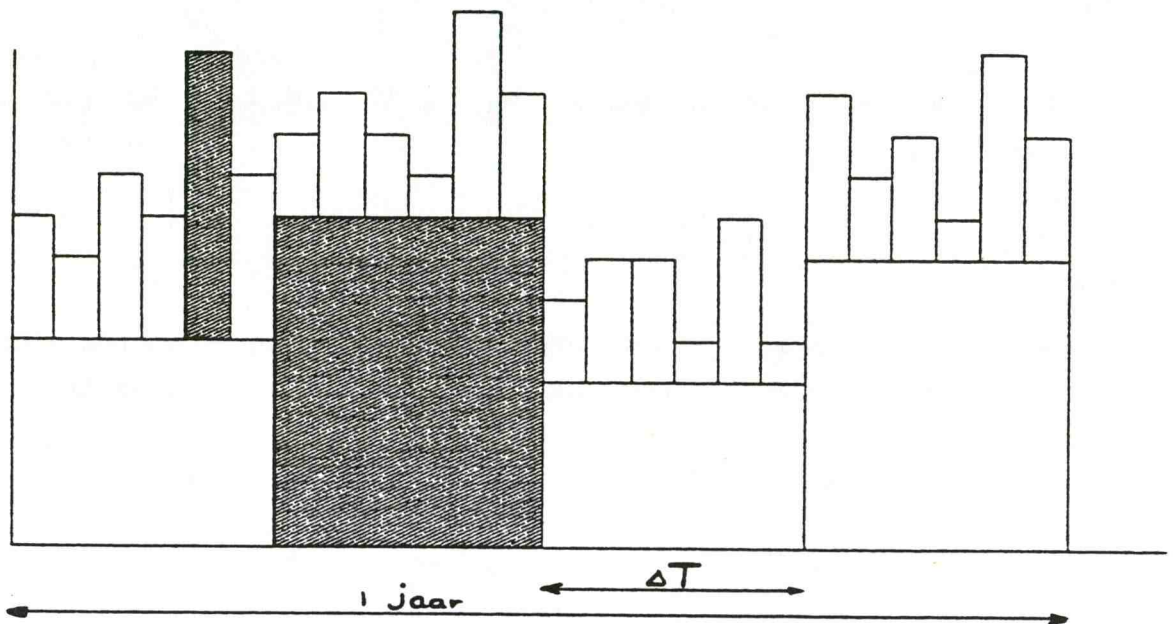
Alle beschikbare technieken voor het oplossen van seriesystemen als behandeld in (5.4.2) zijn dan toepasbaar.

Een andere mogelijkheid is om een  $\rho_z(\tau)$  te berekenen via de formule in (5.4.2):

$$\rho_z(\tau) = \alpha_R^2 + \alpha_S^2 \rho_S(\tau) + \alpha_T^2 \rho_T(\tau)$$

Daarna volgt overeenkomstig 4.2 dat  $\rho_0 = \lim_{\tau \rightarrow \infty} \rho_z(\tau)$  en  $\Delta_t = \sqrt{(2\pi)/\beta} \sqrt{-\rho''(0)}$  en kan een Borges-Castaneta model worden opgezet. Als  $\rho_0 = 0$  volgt een voudig dat  $P_F = P(z_i < 0) * T/\Delta t$ , waarbij T de beschouwde periode voorstelt.

Figuur 5.5: Twee onafhankelijke belastingen fluctuerend in de tijd.



5.5. Berekeningen op niveau I5.5.1 Standaardisatie van  $\alpha$ -waarden

Een berekening op niveau I is een controle van de grenstoestand in het ontwerppunt  $X^0$ . Indien  $Z(X^0) > 0$  voldoet de constructie aan de veiligheids-eis, indien  $Z(X^0) < 0$  niet. De ontwerpwaarde van  $X^0$  volgt op basis van de niveau II formule (X heeft normale verdeling):

$$X^0 = \mu(X) - \alpha_x \beta \sigma(X)$$

Voor andere verdelingen gelden overeenkomstige formules. De waarde van  $\beta$  is het gewenste veiligheidsnivo. De waarden van  $\alpha_x$  dient in principe te worden bepaald uit een niveau II berekening. De kern van een niveau I benadering is dat deze  $\alpha_x$  gestandaardiseerd wordt en onafhankelijk wordt gemaakt van het specifieke geval.

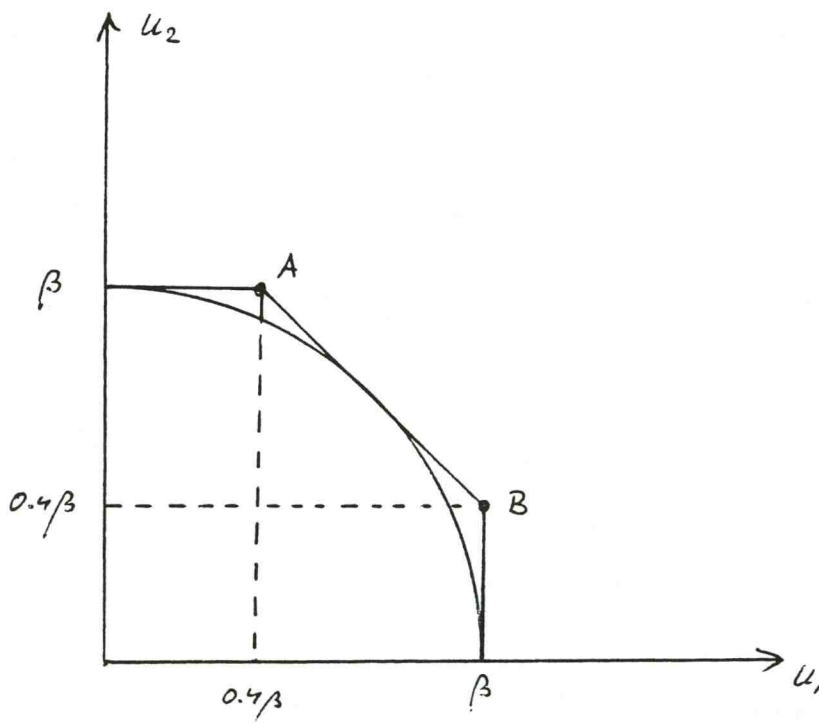
In beginsel kunnen  $\alpha_x$ -waarden worden verkregen door voor een verzameling referentiegevallen niveau II analyses uit te voeren. Vervolgens neemt men hiervan een gewogen gemiddelde, waarbij gestreefd wordt naar een minimalisering van de fout in resulterende faalkansen.

Onder verwijzing naar ISO 2394 kan op basis van de volgende standaard  $\alpha$ -verdeling worden toegepast.

Stochast	$\alpha$
dominante sterkteparameter	0.80
overige sterkteparameters	0.32
dominante belastingparameters	0.70
overige belastingparameters	0.28

De verhouding van 40% tussen de dominante en overige parameters volgt voor het 2-dimensionale geval uit Figuur 5.6. Stel dat de betrouwbaarheidsfunctie een rechte lijn is en de betrouwbaarheidsindex groter moet zijn dan  $\beta$ . Het is duidelijk dat deze eis altijd gehaald wordt als de twee controle-punten A en B voldoen. Dit geldt ook voor een willekeurig niet-lineaire convexe faalcontour. Een probleem kan ontstaan bij niet convexe faalcontouren.

Aangezien bij belastingen vaak niet op voorhand bekend is welke parameter dominant is, dienen cyclisch alle parameters als dominant te worden beschouwd. Zo ontstaan de diverse "belastingsgevallen".



Figuur 5.6: Controlepunten

### 5.5.2 Representatieve waarden en partiele veiligheidscoëfficiënten

Alhoewel het direct werken met de "rekenwaarden" zeer goed mogelijk is, wordt vaak de voorkeur gegeven aan het werken met "representatieve waarden" en "partiële veiligheidscoëfficiënten". Een representatieve waarde van een stochast is een min of meer "controleerbaar" fractiel. Voorbeelden:

- belasting met herhalingsstijd gelijk aan de referentieperiode;
- sterkte met 5% onderschrijdingskans;
- gemiddelde of nominale afmeting;
- 1.0 voor een modelfactor.

De rekenwaarden wordt vervolgens gevonden door de representatieve waarde te vermenigvuldigen met of te delen door een partiele veiligheidsfactor:

$$S^o = \gamma_S S_{rep} \quad (\text{voor belastinggrootheden})$$

$$R^o = R_{rep}/\gamma_R \quad (\text{voor sterktegrootheden})$$

In theorie dient men voor elke stochast een partiele veiligheidscoëfficiënt te bepalen. Het verdient voor praktische redenen echter de voorkeur bij elkaar behorende factoren te combineren.

### 5.5.3 Lengte- en systeemeffecten

Voor een systeem met N gecorreleerde elementen geldt met redelijke benadering voor het design-point:

$$P\{R_i < R_i^o\} = \Phi(-\alpha_R \beta) / N^{\sqrt{1-\rho}}$$

Indien het een continu systeem betreft kan men de redeneringen van 4.4 toepassen. Het is toegestaan de beschikbare faalkans aan sterkte zijde  $\Phi(-\alpha_R \beta)$  op economische voordelige wijze te verdelen.



## 5.5.4 Tijdseffecten

Gegeven een constructie met variërende belastingen  $S_1$  en  $S_2$ . Stel dat de rekenwaarde (design point) voor de belasting overeenkomt met een betrouwbaarheidsindex  $\alpha\beta$  voor de periode van een jaar, corresponderend met een faalkans  $P = \Phi(-\alpha\beta)$ . Deel het jaar op in  $m$  intervallen  $\Delta T$ , waarbij  $\Delta T$  gelijk is aan het tijdsinterval van de langzaamst wisselende belasting (zie Figuur 5.5). Omdat onafhankelijkheid wordt verondersteld tussen de belastingen in opeenvolgende trekkingen komt de betrouwbaarheidseis overeen met faalkans van  $P/m$  voor de periode  $\Delta T$ , ofwel met een betrouwbaarheidsindex  $\beta' = -\Phi_N^{-1}(P/m)$ . Indien  $S_1$  de dominante belasting is, moet dus (zie 5.5.1) voor de periode  $\Delta T$  ontworpen worden op (zie 5.5.1):

$$P\{S > S_1^0\} = \Phi_N(-\beta') = P/m$$

$$P\{S > S_2^0\} = \Phi_N(-0.4\beta')$$

Teruggerekend naar de overschrijdingskansen voor de periode van een jaar vinden we dan (onder invulling van  $\beta'$ ):

$$P\{S_1 > S_1^0\} = m * P/m = P$$

$$P\{S_2 > S_2^0\} = m \Phi_N(-0.4\beta') = m \Phi(0.4 \Phi_N^{-1}(P/m))$$

Als uitgegaan wordt van  $\Phi(-x) = 10^{-x}$  (goede benadering voor  $2 < x < 4$ ) dan kan bovenstaande worden omgebouwd tot:

$$S_1^0 = \mu - \alpha \beta \sigma$$

$$S_2^0 = \mu - (0.4 \alpha \beta - 0.6 \log m) \sigma$$

Hiermee is een belastingsgeval bepaald waarbij rekening is gehouden met het niet samenvallen van de maxima. Als  $S_2^0$  dominant wordt genomen volgt het omgekeerde belastingsgeval.

## 6. INUNDATIE-BEREKENINGEN EN SCHADE-EVALUATIE

### 6.1. Algemeen

Het inundatieverloop wordt bepaald door het debiet dat via het gat in de bezweken kering de dijkkring binnendringt en door de topografie en de oppervlakte van de dijkkring. Het debiet wordt op zijn beurt bepaald door de bresbreedte, het bodemverloop en de waterstanden aan weerszijden van het gat. De inundatie-schade volgt uit het inundatie-verloop in combinatie met de relatie schade-inundatieverloop per goederen categorie en het geïnvesteerd vermogen. Op analoge wijze bepaald min het aantal slachtoffers.

De hoofdlijn van de berekening verloopt als volgt:

#### a. Berekening van het inundatieverloop:

- o vaststellen van de hydraulische randvoorwaarden en schematisering van het hoog water (zie 6.2);
- o vaststellen van de stroomgatontwikkeling (zie 6.3);
- o schematisering van de dijkkring met name ten aanzien van de topografie van de dijkkring, met name ligging van bodemniveaus, stelsel van waterkeringen (zie 6.4);
- o de verdeling van het aanvoerdebiet over het stroomgat en de rivier benedenstrooms (alleen bij rivier- en overgangsgebied, bij deltagebied wordt een voorgeschreven waterstand aangenomen) en berekening inundatiediepte en andere parameters (zie 6.5).

#### b. Berekening van de materiële schade S (zie 6.6):

- o vaststellen bodemgebruik en maximaal mogelijke schade per deelgebied in diverse goederencategorieën;
- o bepaling van de relatie tussen de inundatieparameters en de schade die optreedt aan de diverse goederencategorieën in de dijkkring;
- o berekening van schade per deelgebied.

- c. Bepaling van het aantal slachtoffers (zie 6.7):
- o vaststellen van de aantallen inwoners per wooncategorie en per deelgebied;
  - o vaststellen van de relaties tussen inundatieparameters en aantal slachtoffers;
  - o bepaling van het aantal slachtoffers per deelgebied.

## 6.2. Schematisering buitenwaterstanden

Bij een rivier kan de hoogwatergolf in de meeste gevallen met voldoende nauwkeurigheid geschematiseerd worden als een parabool. In Figuur 6.1 is een dergelijke golfvorm weergegeven. Vóór en na de waterstandsverhoging wordt gerekend met het gemiddelde rivierpeil  $\bar{h}$ . De formule voor de hoogwatergolfzeeg wordt gegeven door:

$$h(t) = \bar{h} + 4(\hat{h} - \bar{h}) \frac{t(T-t)}{T^2} \quad 0 < t < T$$

Hierin is:

$\hat{h}$  = topwaterstand van de hoogwatergolf bovenstrooms

T = duur van het hoogwater-

$\bar{h}$  = gemiddeld rivierpeil.

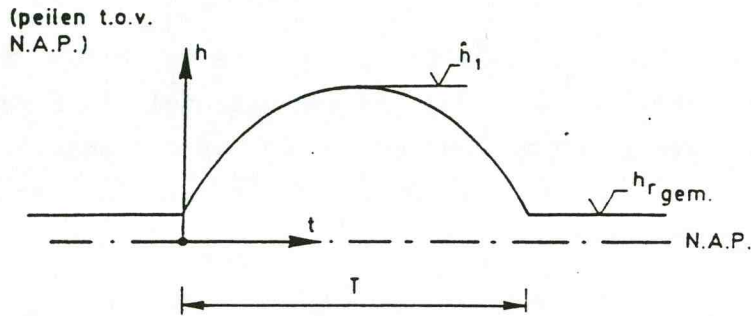
Aangenomen mag worden dat een doorbraak optreedt ten tijde van de maximale waterstand, dus op het tijdstip  $t = T/2$ . Voor informatie over T wordt verwezen naar [...].

De topwaterstand  $\hat{h}$  mag gelijk worden genomen aan de waterstand met de streef-overschrijdingsfrequentie. Eigenlijk zou hier een waarde genomen moeten worden die de nepereringshoogte hoger ligt, of beter nog een reeks van waarden, ieder met hun eigen kans op voorkomen. (N.B.: de nepereringshoogte is het hoogteverschil waarbij de overschrijdingskans een factor e kleiner wordt.)

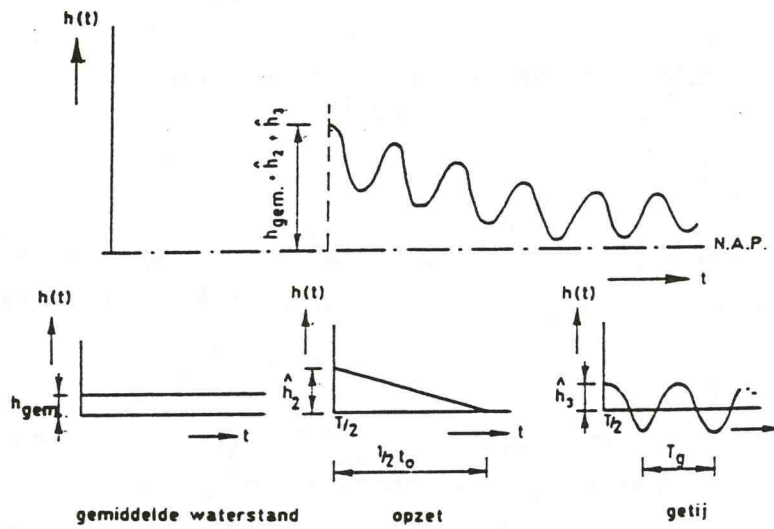
Na de doorbraak wordt de waterstand in de rivier mede bepaald door het debiet dat het stroomgat binnenstroomt.

In Figuur 6.2 is de vorm van het hoogwater bij een bedreiging vanuit zee schematisch weergegeven. Dit waterstandsverloop is een sommatie van opzet- en getij-invloed, waarvan de topwaarden achtereenvolgens  $\hat{h}_2$  en  $\hat{h}_3$  zijn genoemd.

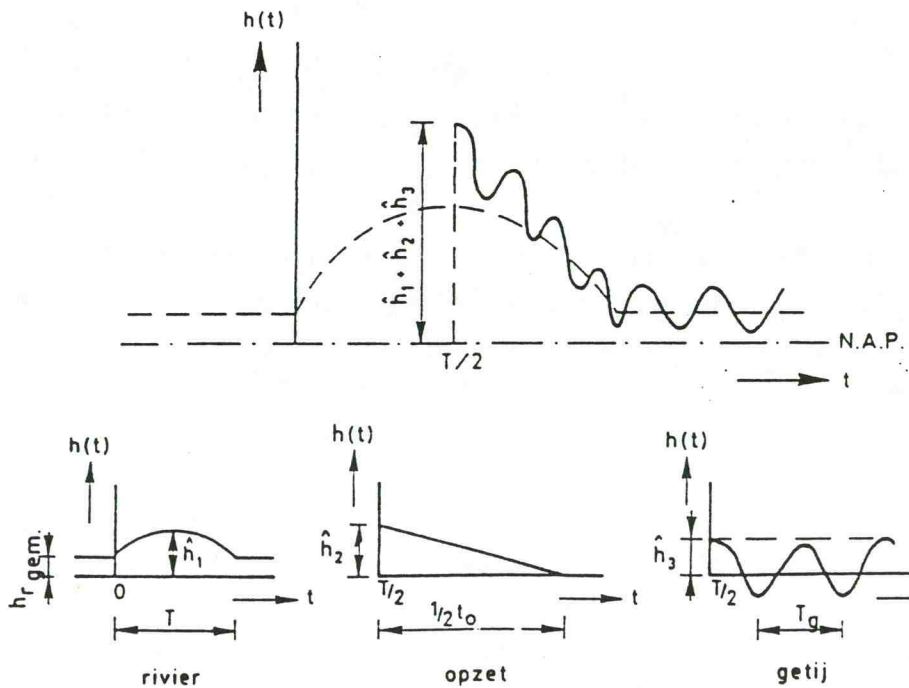
Figuur 6.1: Hoogwatergolf rivier



Figuur 6.2: Waterstandsverloop bij hoogwater op zee



Figuur 6.3: Hoogwatergolf overgangsgebied





Voor  $t_o/2 < t < t_o$  is de waterstand  $h(t)$  te bepalen via:

$$h(t) = \bar{h} + 2\hat{h}_2 \left(1 - \frac{t}{t_o}\right) + \hat{h}_3 \cos 2\pi \left(\frac{t-t_o/2}{T_g}\right)$$

- $\bar{h}$  = gemiddelde hoogte  
 $\hat{h}_2$  = aandeel opzet in topwaarde  
 $\hat{h}_3$  = aandeel getij in topwaarde  
 $t_o$  = opzetduur  
 $T_g$  = getijperiode (12 uur).

Aangenomen mag worden dat de doorbraak optreedt op het tijdstip van de maximale waterstand ( $t = t_o/2$ ). Voor de berekening van het binnenstromende debiet kan gerekend worden met een opgelegde waterstand. Voor gegevens over de opzetduur  $t_o$ , zie [26]. Voor  $\hat{h}_3$  kan men bij deze berekening van gemiddeld getij uitgaan. De som  $\hat{h}_2 + \hat{h}_3$  volgt dan uit de waterstand met de bijbehorende ontwerpwaarde.

De vorm van de hoogwatergolf wordt in een overgangsgebied beïnvloed door de zee en rivier. De waterstand  $h(t)$  is voor  $T/2 < t < (T + t_o)/2$  te modelleren als (zie Figuur 6.3):

$$h(t) = \bar{h} + 4(\hat{h}_1 - \bar{h}) \frac{t(T-t)}{T^2} + 2\hat{h}_2 \left(1 - \frac{t}{t_o}\right) + \hat{h}_3 \cos 2\pi \left(\frac{t-T/2}{T_g}\right)$$

De eerste term van het rechterlid geeft de gemiddelde rivierwaterstand, de tweede term de waterstand ten gevolge van de hoogwatergolf op de rivier; de derde term geeft de waterstandsverhoging door de storm (de opzet) en de vierde het effect van de normale eb- en vloedwaterstanden. Aangenomen is dat de duur van de opzet  $t_o$  kleiner is dan de duur van de hoogwatergolf  $T$ .

Voor  $(T/2 + t_o/2) < t < T$  geldt voor  $h(t)$ :

$$h(t) = \bar{h} + 4(\hat{h}_1 - \bar{h}) \frac{t(T-t)}{T^2} + \hat{h}_3 \cos 2\pi \left(\frac{t-T/2}{T_g}\right)$$

Normaal wordt aangenomen dat de doorbraak op het tijdstip  $t = T/2$  optreedt. Uitgangspunt voor de bepaling van  $\hat{h}_1$ ,  $\hat{h}_2$  en  $\hat{h}_3$  is dat de topwaterstand overeenkomt met de streefwaarde voor overschrijdingsfrequentie. Verder wordt aangenomen dat het getij bij storm dezelfde amplitude heeft als onder normale omstandigheden. Met betrekkinglijnen voor de diverse locaties kunnen dan de waarden van  $\hat{h}_1$  en  $\hat{h}_2$  worden bepaald.

### 6.3. Stroomgatontwikkeling

Bij een rivierdijk wordt aangenomen dat een doorbraak op één punt ontlastend werkt op de andere delen van dezelfde dijk. Er treedt dus slechts een enkele doorbraakplaats op. Bij een zeedijk leert ervaring dat bij voldoende hoge waterstand en golfaanval ca. 5 % van de aangevallen lengte van een dijk wegslaat. De situatie voor meerdijken ligt tussen die van rivier- en zeedijken in.

In Figuur 6.4 is een stroomgat getekend. Aangetoond is dat het debiet over de rand van de halve cirkel ABC maatgevend is voor nagenoeg het totale traject van de gatgroei [18]. Figuur 6.4 slaat in principe op de situatie dat de rivierbodem of uiterwaarde op gelijke hoogte ligt met het maaiveld. Ook bij een schaaldijk bevindt zich meestal een bodemverdediging aan de teen van de dijk die ervoor zorgt dat het doorstroomprofiel niet veel groter zal worden dan in het geval van de uiterwaarde.

De breedte van het stroomgat is niet constant, maar neemt aanvankelijk met de tijd toe. Een eenvoudig model hiervoor is:

$$b'(t) = b'_{\max} \sqrt{(t/t_{\max})}$$

$$b'_{\max} = \frac{\pi}{2} b_{\max}$$

Hierin is:

- $b_{\max}$  = maximale waarde van de gatbreedte
- $b'_{\max}$  = de halve omtrek van de ontgrondingskuil met diameter  $b_{\max}$
- $t_{\max}$  = tijdstip waarop  $b(t) = b_{\max}$
- $t$  = tijd na doorbraak

Voor  $t > t_{\max}$  geldt dat  $b'(t) = b'_{\max}$ .

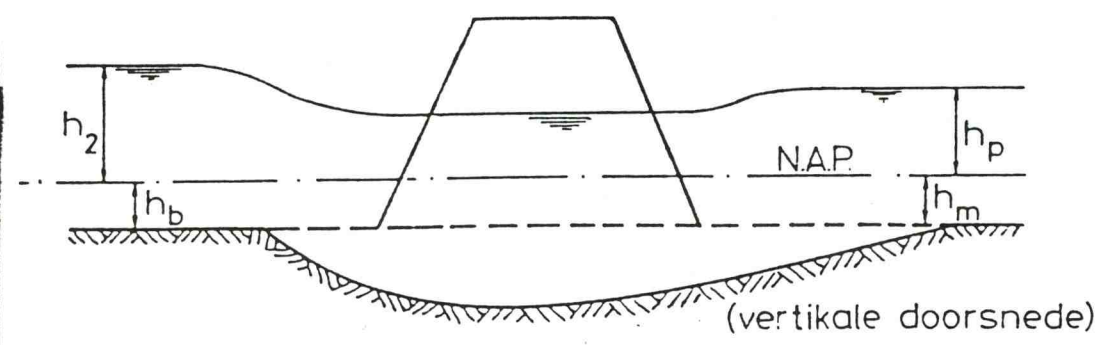
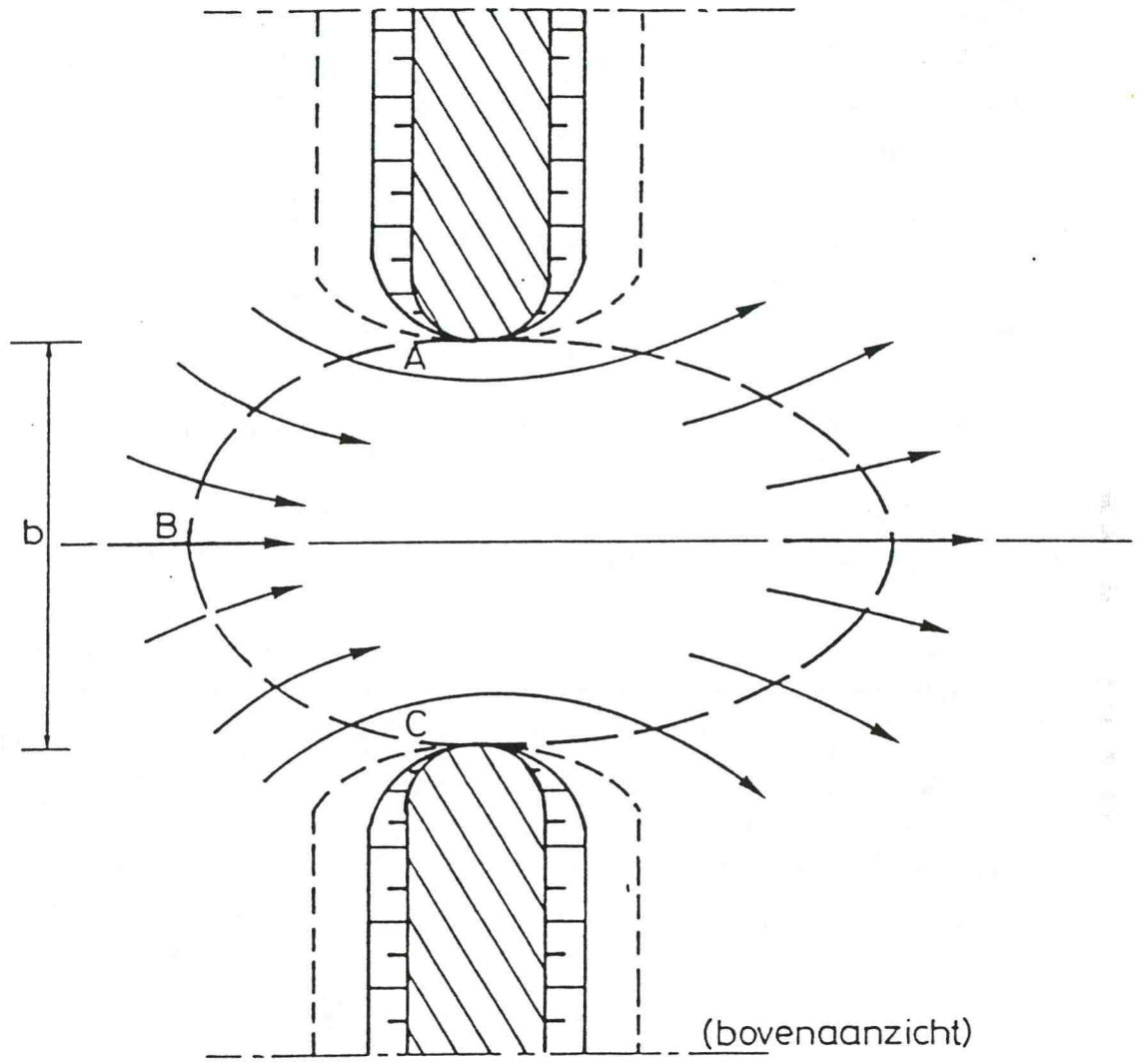
Bij rivierdijken is er slechts sprake van stroming in een richting, waardoor uitsluitend ontgroning plaats vindt aan de binnenzijde. Bij zeedijken moet rekening worden gehouden met bresgroei die ten gevolge van de getijdenbeweging nog lang doorgaat waardoor ontgroning aan beide zijden optreedt. Bij meerdijken is meestal geen getijdewerking.

Tabel 6.1 geeft schattingen voor de gatgroeiparameters. Merk op dat het effect van meerdere stroomgaten voor een zeedijk vertaald is in een equivalent groot stroomgat met een lengte evenredig aan de totale lengte  $L$  van de bedreigde dijk.

Tabel 6.1: Schattingen voor  $b_{\max}$  en  $t_{\max}$ ;  $L$  = totale dijk lengte.

dijktype	ondergrensschatting		bovengrensschatting	
	$b_{\max}$	$t_{\max}$	$b_{\max}$	$t_{\max}$
rivierdijk	40 m	36 uur	200 m	24 uur
getijdewaterdijk	500 m	300 uur	$L/20$	100 uur
meerdijk	150 m	36 uur	$L/50$	24 uur

Figuur 6.4: Geometrie van een stroomgat





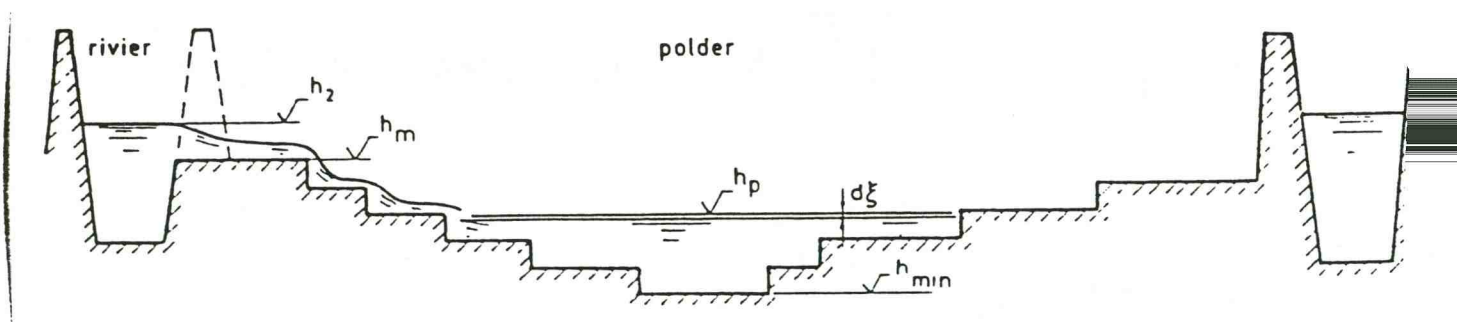
## 6.4. Schematisering van de dijkkring

Voor de berekening van het inundatieverloop kan het inundatiegebied terrasvormig worden geschematiseerd, waarbij eventuele scheidingen als gevolg van compartimenteringsdijken en waterdichte weglichamen van auto- en spoorwegen in rekening dienen te worden gebracht. Iedere compartimentering wordt geacht te bezwijken volgens dezelfde mechanismen als een gewone dijk. Het principe van deze schematisering is in Figuur 6.5 gegeven met een verticale doorsnede. Voor de gebieden tussen de scheidingen geldt een eenvoudig kombergingsmodel. Hierbij gelden de volgende aannamen:

- a. het water stroomt vrij van een hoger gelegen niveau naar een lager niveau;
- b. het water, dat vanuit de rivier het gebied binnenstroomt, stroomt direct - dus zonder vertraging - het laagst gelegen gebied in.

In werkelijkheid wordt de inundatie van een gebied vertraagd door de aanwezigheid van obstakels. Om dit effect in rekening te kunnen brengen moet een 2D-stromingsberekening worden uitgevoerd. Dit is meestal alleen nodig bij zeer uitgestrekte deelgebieden of indien locale effecten dicht bij het stroomgat berekend moeten worden.

Figuur 6.5: Gebiedschematisering



## 6.5. Inundatieberekening

Uit het binnengestroomde debiet, de bodemniveaus en de oppervlakte per bodemniveau kan de inundatiewaterstand worden bepaald alsmede de inundatiediepte per bodemniveau. De waterstanden zijn te berekenen met formules die kunnen worden afgeleid uit de volgende algemene formule:

$$\int_0^t Q_p(t) dt = \int_{h_{\min}}^{h_p(t)} A(\xi) d(\xi)$$

Hierin is:

- $Q_p(t)$  = het netto binnenstromende debiet op tijdstip  $t$ .  
 $A(\xi)$  = oppervlakte van het deelgebied op het niveau  $\xi$   
 $h_p(t)$  = inundatiewaterstand  
 $h_{\min}$  = laagste bodemniveau van het deelgebied

Merk op dat na het doorbreken van een compartimenteringskering het netto binnenstromende debiet in een compartiment negatief kan zijn.

Bij inundatie vanuit zee wordt verondersteld dat de inundatie geen invloed heeft op de buitenwaterstand (zie 6.2). Het binnenstromende debiet  $Q_p(t)$  volgt dan uitsluitend met behulp van overlaatformules. Bij een meer of rivier is dit meestal niet het geval. De correcte werkwijze is hier om het inundatiegebied en de omgeving in een hydrodynamisch model onder te brengen (bijvoorbeeld Zwendle). Ten behoeve van vereenvoudigde berekening voor een rivierinundatie (al dan niet met een overgangsregime) kunnen eventueel de volgende benaderingen worden genomen (zie Figuur 6.6):

- de aanvoer en waterstand op enige afstand in bovenstroomse richting wijzigen niet als gevolg van de doorbraak;
- de rivierwaterstand ter plaatse van het stroomgat is gelijk aan de rivierwaterstand benedenstrooms van de doorbraak.

Het binnenstromende debiet  $Q_p(t)$  is dan te berekenen met behulp van:

- continuïteitsvergelijking:

$$Q_1(t) = Q_2(t) + Q_p(t)$$

- afvoerformule bovenstrooms:

$$Q_1(t) = C.B.(I)^{1/2} \cdot (h_1(t) - h_b)^{3/2}$$

- afvoerformule benedenstrooms:

$$Q_2(t) = C.B.(I)^{1/2} \cdot (h_2(t) - h_b)^{3/2}$$

- formule volkomen overlaat:

$$Q_p(t) = m.b'(t) \cdot 2/3 (2/3.g)^{1/2} \cdot (h_2(t) - h_m)^{3/2}$$

- formule onvolkomen overlaat:

$$Q_p(t) = m.b'(t) \cdot (2g)^{1/2} \cdot (h_p(t) - h_m) \cdot [h_2(t) - h_p(t)]^{1/2}$$

Hierin is:

$Q_1(t)$  = aanvoerdebiet van de rivier bovenstrooms

$Q_2(t)$  = afvoerdebiet van de rivier benedenstrooms

$Q_p(t)$  = het debiet dat het gebied binnenstroomt

C = constante van Chezy

B = breedte van de rivier

I = verhang

$h_1(t)$  = waterstand (t.o.v. NAP) bovenstrooms

$h_2(t)$  = waterstand (t.o.v. NAP) benedenstrooms en t.p.v. het stroomgat

$h_b$  = hoogteligging (t.o.v. NAP) van de rivierbodem

m = afvoercoëfficiënt

$b'(t)$  = breedte van het stroomgat

g = versnelling van de zwaartekracht

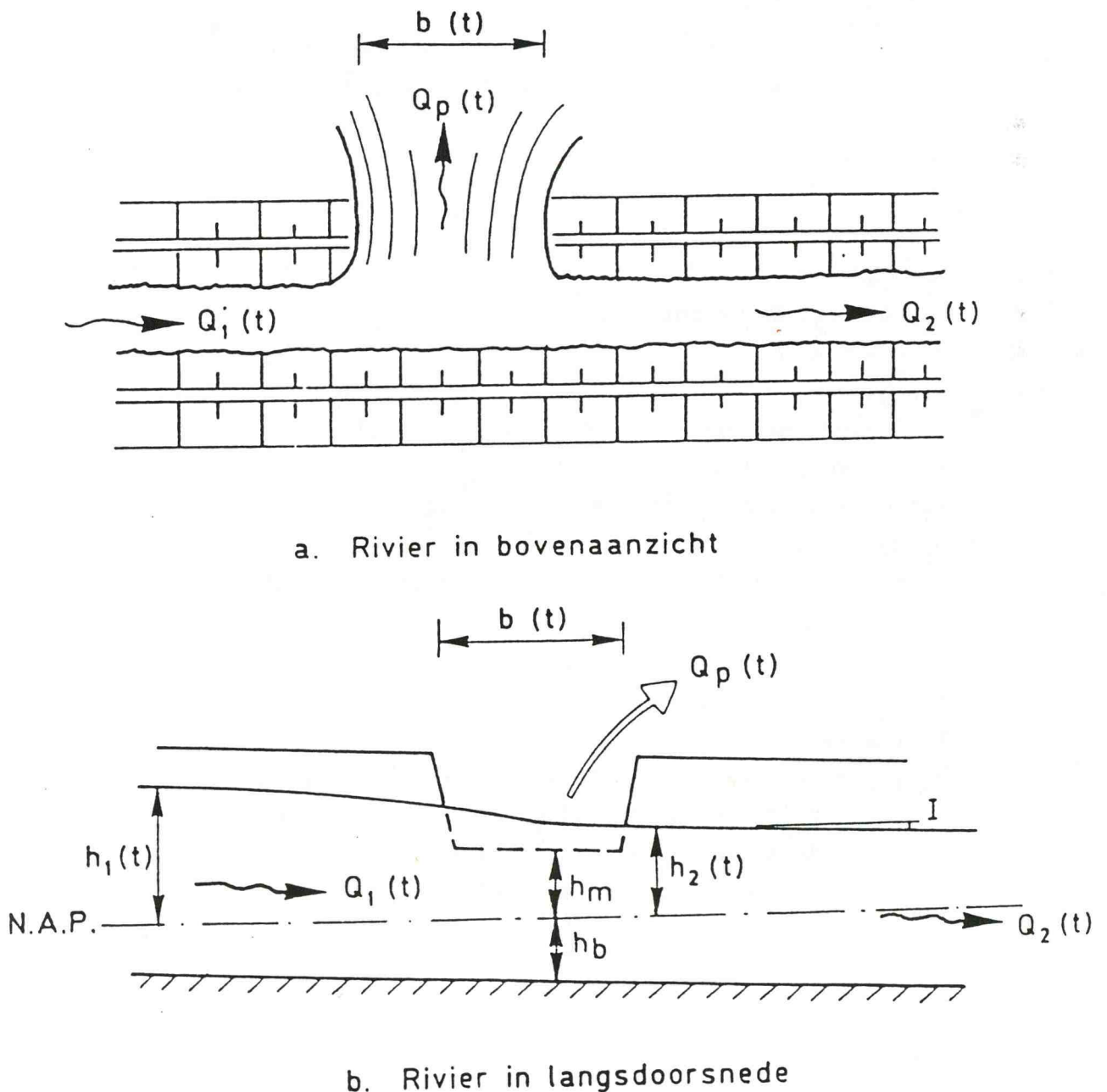
$h_m$  = hoogte (t.o.v. NAP) van het maaiveld waar de doorbraak plaatsvindt

$h_p(t)$  = de inundatiewaterstand in het gebied (t.o.v. NAP)

t = tijd gerekend vanaf begin hoogwater

Bij dit model worden over het traject waarop de afvoerformules worden toegepast, de waarden van parameters  $C$ ,  $B$ ,  $I$  en  $h_b$  constant verondersteld. De waarden voor  $B$  en  $h_b$  kunnen worden gevonden door ijking aan twee punten uit een  $Q$ - $h$ -diagram. Opgemerkt wordt dat  $B$  en  $h_b$  zuiver rekenkundige waarden zijn voor een vervangende rivier met een rechthoekig doorstroomprofiel. Zolang de overlaat volkomen is zijn de formules analytisch oplosbaar. Voor de situatie van de onvolkomen overlaat is het noodzakelijk om in tijdstapjes de inundatiewaterstand  $h_p(t)$  te berekenen.

Figuur 6.6: Inundatieberekening bij rivier



#### 6.6. Modellen voor bepaling van de materiële schade

De materiële schade hangt primair af van de (maximale) inundatiediepte in een gebied. Andere inundatieparameters - als inundatieduur, stroomsnelheid en waterkwaliteit hebben ook invloed, maar kunnen nog niet gekwantificeerd worden. De schade per gebied of object is ook afhankelijk van de vervangingswaarde of het geïnvesteerde vermogen. Voor de berekening van de schade wordt gebruik gemaakt van schadefactoren. Een schadefactor geeft het verband weer tussen de inundatiediepte en de mate van verwoesting en varieert in principe tussen 0 en 1.

Voor de bepaling van het geïnvesteerd vermogen en de schadegevoeligheid is het zinvol onderscheid te maken in de volgende categorieën:

- 1) woningen
- 2) kantoren
- 3) winkels
- 4) industrie
- 5) agrarische sector
- 6) recreatie
- 7) voertuigen
- 8) mustvoorziening
- 9) wegen en spoorwegen
- 10) waterbouwkundige werken

De schade  $S_i$  (voor een bepaalde categorie  $i$ ) volgt uit:

$$S_i = S_{i.\max} C_i(d)$$

Hierin is:

$S_{i.\max}$  = de maximaal mogelijke schade aan categorie  $i$  (de schade bij zee diepe en langdurige inundatie) of het geïnvesteerde vermogen

$C_i(d)$  = de schadefactor (als functie van de categorie  $i$  en de inundatiediepte  $d$  van een bepaald gebied).



Voor goederen waarvoor de schade per oppervlakte-eenheid wordt gegeven kan de totale waarde per bodemniveau worden bepaald uit:

$$S = A \sum_{i=1}^n \alpha_i S_{i.\max} C_i(d)$$

Hierin is:

A = oppervlakte van het beschouwde bodemniveau

$\alpha_i$  = fractie van de oppervlakte dat in gebruik is voor categorie i

Analoog voor goederen waarvan de schade per object wordt gegeven:

$$S = \sum_{j=1}^m N_j S_{j.\max} C_j(d)$$

Hierin is:

$N_j$  = aantal objecten van type j

De maximale schade aan de goederen, die ontstaat bij een grote inundatiediepte, is in tabel 6.2 weergegeven.

Voor de schadefactoren is het zinvol onderscheid te maken naar gebouwen en inventaris.

#### Schade aan gebouwen:

De schade aan gebouwen hangt sterk af van de aard van de constructie. Onderscheid moet gemaakt worden tussen:

- constructies van ongewapende steenachtige materiaal
- gewapend betonconstructies, gietbouw
- constructies met kolom-balk-systemen of kolom-vloer-systemen.

De constructies van ongewapend steenachtige materialen, zoals de traditionele metselwerkbouw zijn slecht bestand tegen inundatie. Gerekend moet worden op een grote kans op volledig instorten als de waterstand groter wordt dan ca. 3 m.

De gewapend betonconstructies van gietbouw zijn duidelijk sterker dan de ongewapende constructies en zullen derhalve minder snel instorten. Verwacht wordt dat instorten alleen optreedt bij zeer zware golfaanval. Dit is weer alleen te verwachten als bij sterke wind en indien er een vrij lang traject is waarover de golven zich ongestoord kunnen opbouwen. Ook dient er een waterdiepte van minimaal enkele meters te zijn. Midden in een bebouwde omgeving kunnen deze constructies dus lange tijd als veilig worden aangemerkt. Uiteraard geldt wel dat op de verdiepingen die worden aangevallen schade aan secundaire bouwdelen (met name gevels, scheidingswanden) te verwachten is.

Tenslotte zijn er de bouwwerken die gebaseerd zijn op het kolom-balk-vloer of het kolom-vloer principe. In deze gevallen zullen, net als bij de gietbouw, gevels en binnenwanden bezwijken bij inundatie van enige betekenis, gecombineerd met enige golfaanval. Daarna is echter het volledige draagskelet nog intact, dat bovendien door zijn klein oppervlak weinig belasting vangt. Verwacht mag dus worden dat dit constructietype een zeer kleine kans heeft om geheel in te storten.

Figuur 6.5 geeft informatie over de schade als functie van de waterdiepte. Maximale schade aan secundaire constructiedelen wordt geschat op 30% van de constructiewaarde.

#### Schade aan inventaris

Figuren 6.6 en 6.7 geven enkele grafieken voor de relatieve schadefactor als functie van de waterstand voor de inventaris van woningen, winkels en industriepanden. De waterstand is hier gedefinieerd ten opzichte van de bovenkant van de eerste verdiepingsvloer. Schade aan kelderinventaris moet nog apart in rekening worden gebracht.

In de meeste gevallen lijkt een inundatiediepte van 2 m t.o.v. de begane grond voldoende om nagenoeg de maximale schade te bereiken. De omvang van de maximale schade wordt, met name voor woningen, naast de waarde van het geïnvesteerd vermogen en de schadegevoeligheid voor een belangrijk deel bepaald door de waarschuwingstijd. Bij voldoende waarschuwingstijd (orde 10 uur) blijkt zeker de helft gered te kunnen worden. Dit effect gaat overigens weer voor een belangrijk deel verloren als de waterstand boven de 3 m stijgt en de tweede verdieping ook geïnundeerd raakt. Het behoeft geen toelichting dat bij eventueel instorten van gebouwen ook de inventaris vrijwel helemaal verloren gaat.

Indien de lijnen t.o.v. het maaiveld worden gerekend verschuiven ze iets naar rechts en worden iets flauwer omdat niet alle gebouwen op dezelfde hoogte liggen. Overigens kunnen er tussen gebouwen onderling grote verschillen bestaan afhankelijk van het type bewoning of bedrijf.

#### Overige schade

Figuren 6.8 t.m. 6.11 geven schadefactoren voor de overige schadecategorieën.

Tabel 6.2: Maximale schadebedragen

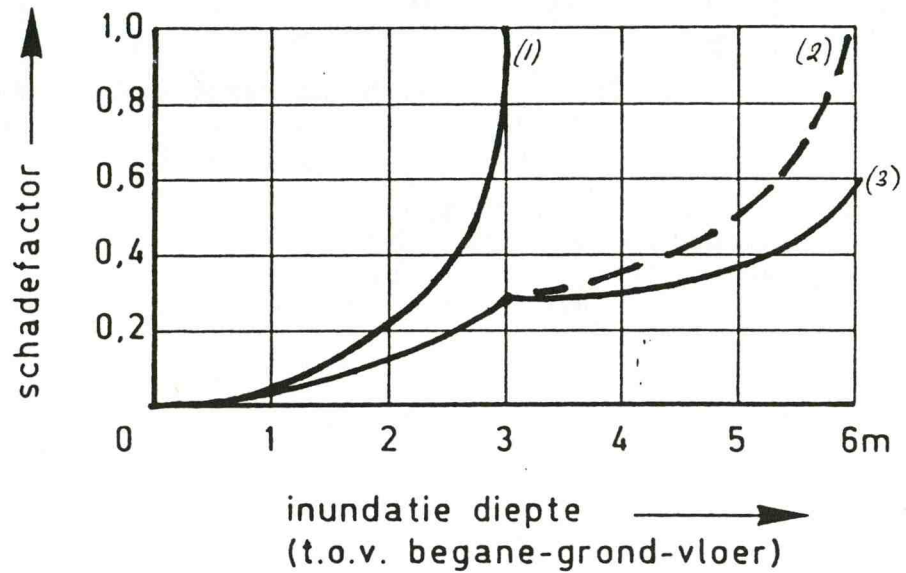
1.	WONINGEN		
	a. Vervangingswaarde eengezinswoningen.....	f1	75.000.-
	b. Vervangingswaarde laag-, middeldhoog- en hoogbouwwoningen .....	f1	55.000.-
	c. Vervangingswaarde boerderijen .....	f1	115.000.-
	d. Inboedels, Handel- en dienstverlening....	f1	65.000.-
	e. Evacuatie .....	f1	12.000.-
2.	KANTOREN		
	a. Gebouwen .....	f1	500.-/m <sup>2</sup>
	b. Inventaris .....	f1	500.-/m <sup>2</sup>
	c. Indirect .....	f1	200.-/m <sup>2</sup>
3.	WINKELS		
	a. Gebouwen .....	f1	500.-/m <sup>2</sup>
	b. Inventaris .....	f1	500.-/m <sup>2</sup>
	c. Indirect .....	f1	200.-/m <sup>2</sup>
4.	INDUSTRIE		
	a. Directe schade .....	f1	1.300.000.-/ha.
	b. Indirecte schade .....	f1	200.000.-/ha.
		f1	1.500.000.-/ha.
5.	AGRARISCHE SECTOR		
	a. Cultuurtechnisch herstel .....	f1	4.700.-/ha.
	b. Gewassen en produkten .....	f1	5.300.-/ha.
	c. Levende have .....	f1	3.000.-/ha.
	d. Inventaris .....	f1	2.000.-/ha.
	e. Bedrijfsmiddelen .....	f1	600.-/ha.
		f1	15.600.-/ha.
6.	RECREATIE		
	a. Kampeerterreinen .....	f1	1.100.-/ha.
	b. Watersportcentra .....	f1	500.-/ha.
7.	VERVOERMIDDELEN		
	Per woning c.q. boerderij	f1	10.000.-

8.	NUTSBEDRIJVEN		
	a. Waterleidingbedrijf (produktiepompstations, leidingbreuken, ontsmetting) .....	f1	
	b. Elektriciteitsbedrijf .....	f1	p.m.
	c. Gasbedrijf .....	f1	
	d. Communicatiesystemen (CAI + PTT) .....	f1	
9.	WEGEN		
	a. Rijkswegen (15 % van de aanlegkosten) ...	f1	1.000.000.-/km
	b. Overige wegen .....	f1	200.000.-/km
	c. Spoorwegen (15 % van de aanlegkosten) ...	f1	750.000.-/km
10.	WATERBOUWKUNDIGE WERKEN		
	a. Gemalen .....	f1	1.000.-
	b. Hoofdwatergangen baggerwerk e.d. ....	f1	20.000.-/km
	c. Boezemkaden herstelwerkzaamheden .....		p.m.



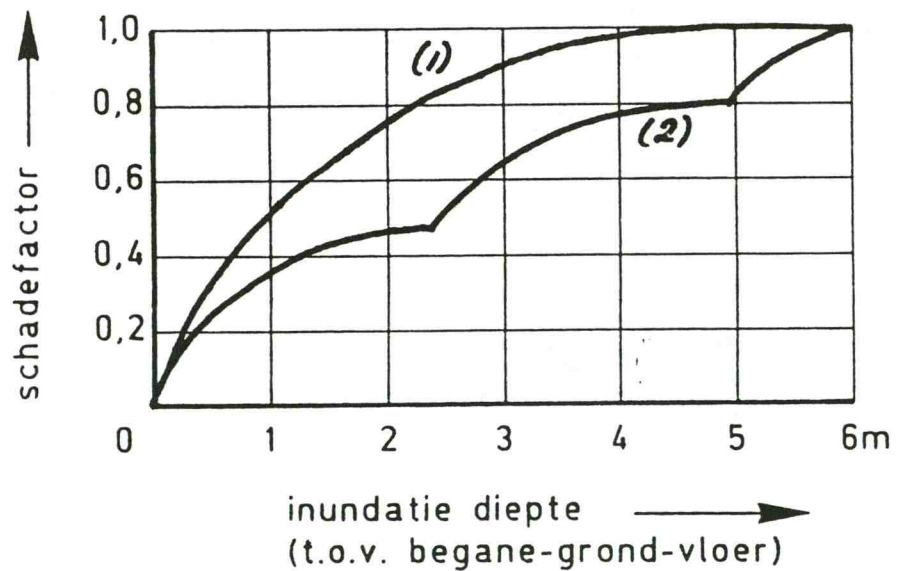
Figuur 6.5: Schade aan constructies

- (1) metselwerk, ongewapend beton (100% = eengezinswoning)
- (2) gietbouw, stippellijn bij golfaanval (100% = verdieping)
- (3) kolommenbouw (100% = 1 verdieping)

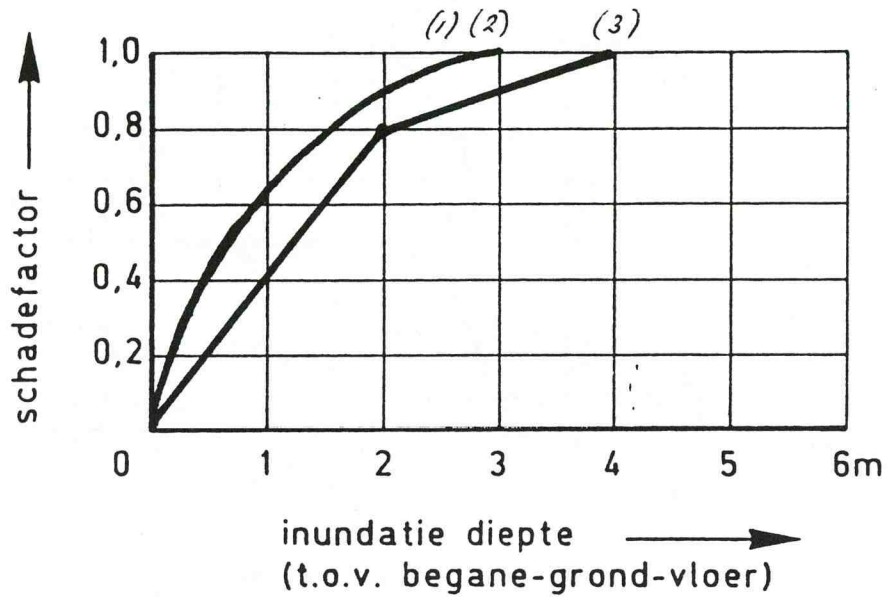


Figuur 6.6: Schadefactor inventaris bij woningen; inundatiediepte gemeten t.o.v. vloer (benedenverdieping)

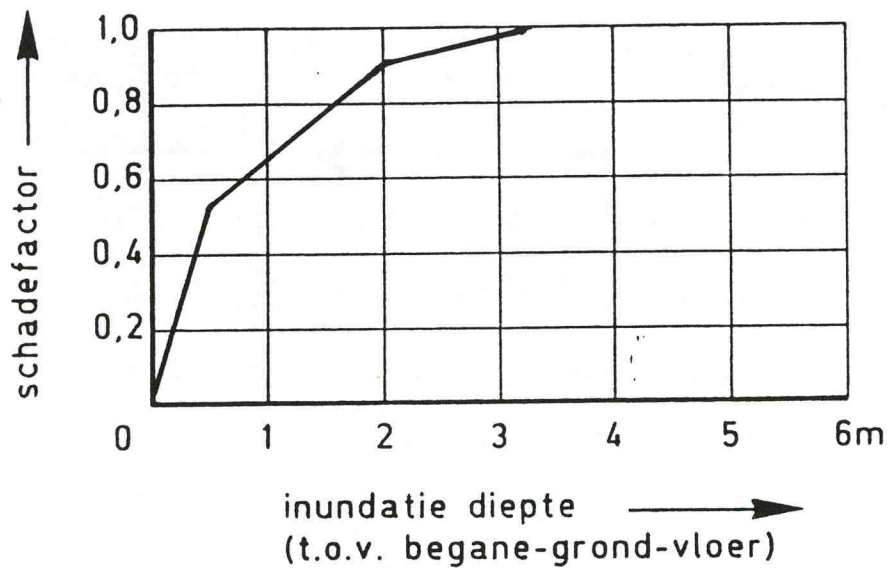
- (1) enkele verdieping, (2) eengezinswoning



Figuur 6.7: Schadefactor bij (1) kantoren, (2) winkels en (3) industrie in inundatiediepte t.o.v. de begane grondvloer

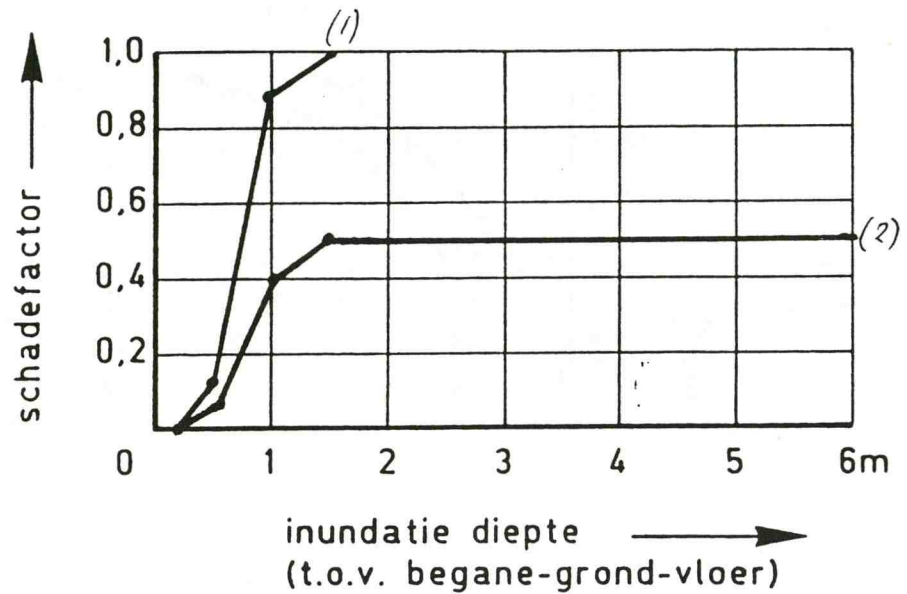


Figuur 6.8: Schadefactoren bij landbouw en recreatie



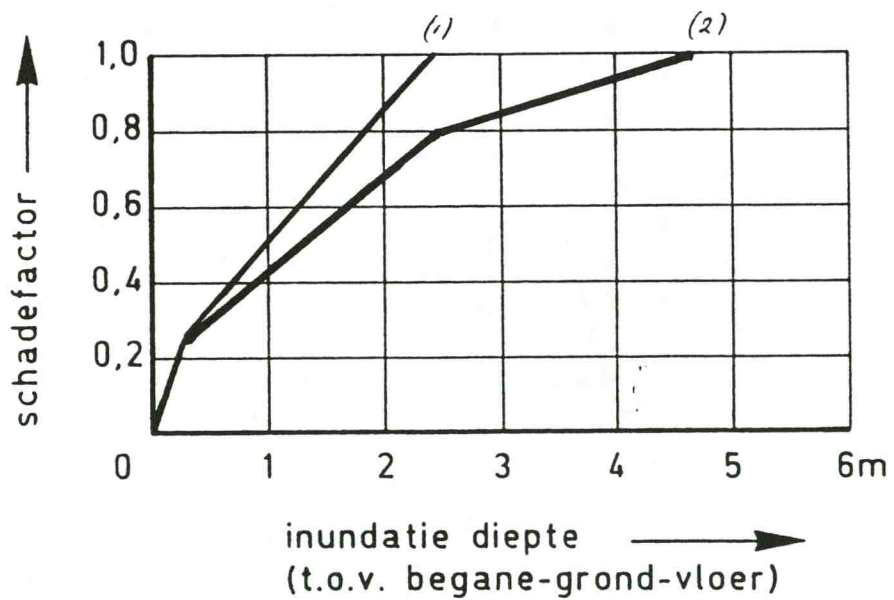
Figuur 6.9: Schadefactor bij vervoersmiddelen

(1) zout water, (2) zoet water

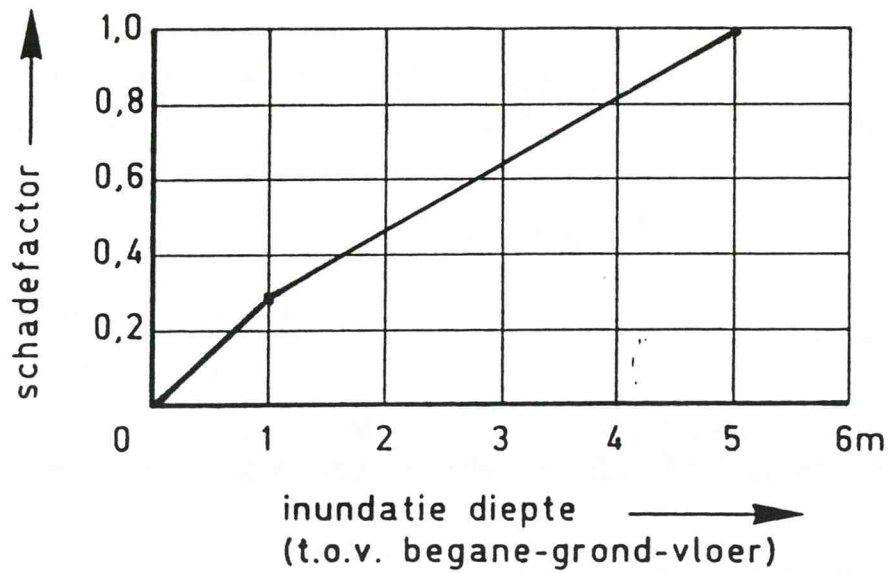


Figuur 6.10: Schadefactor bij nutsbedrijven

(1) electra- en communicatiesystemen, (2) gas- en waterleiding

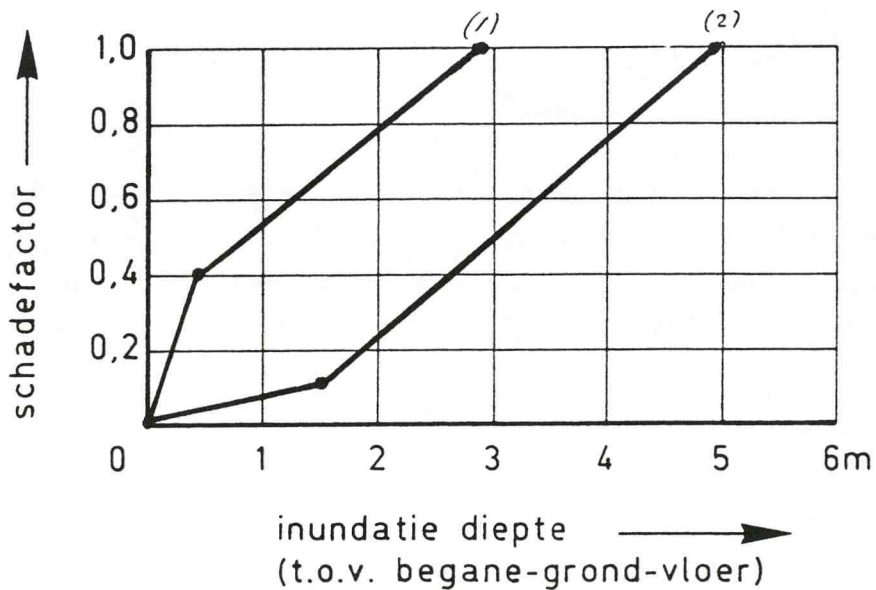


Figuur 6.11: Schadefactor bij wegen en spoorwegen



Figuur 6.12: Schadefactor bij waterbouwkundige werken

(1) gemalen, (2) hoofdwatgangen en boezemkaden



## 6.7. Model voor bepaling van het aantal slachtoffers

De berekening van het aantal slachtoffers verloopt vrijwel analoog aan die van de materiële schade. Per bodemniveau bedraagt het aantal slachtoffers:

$$N_d = \sum_{k=1}^{\ell} N_k C_k(d)$$

Hierin is:

$N_k$  = aantal inwoners in woningtype  $k$

$C_k(d)$  = verdrinkingsfactor afhankelijk van inundatiediepte en woningtype

---

$k$  woningsoort

- 
1. eengezinswoningen
  2. laagbouwoningen
  3. middelhoogbouwoningen
  4. hoogbouwoningen
- 

Per bodemniveau moet het aantal inwoners bekend zijn, onderverdeeld naar woningsoort. Het totaal aantal slachtoffers wordt gevonden door de aantallen per bodemnivo op te tellen. Voor de beoordeling van het persoonlijk risico dient men echter uit te blijven gaan van de kansen per bodemnivo.

In Figuur 6.13 is de verdrinkingsfactor gegeven, zoals afgeleid uit de watersnoodramp van 1953. Hierop is per woningsoort een modificatie uitgevoerd.

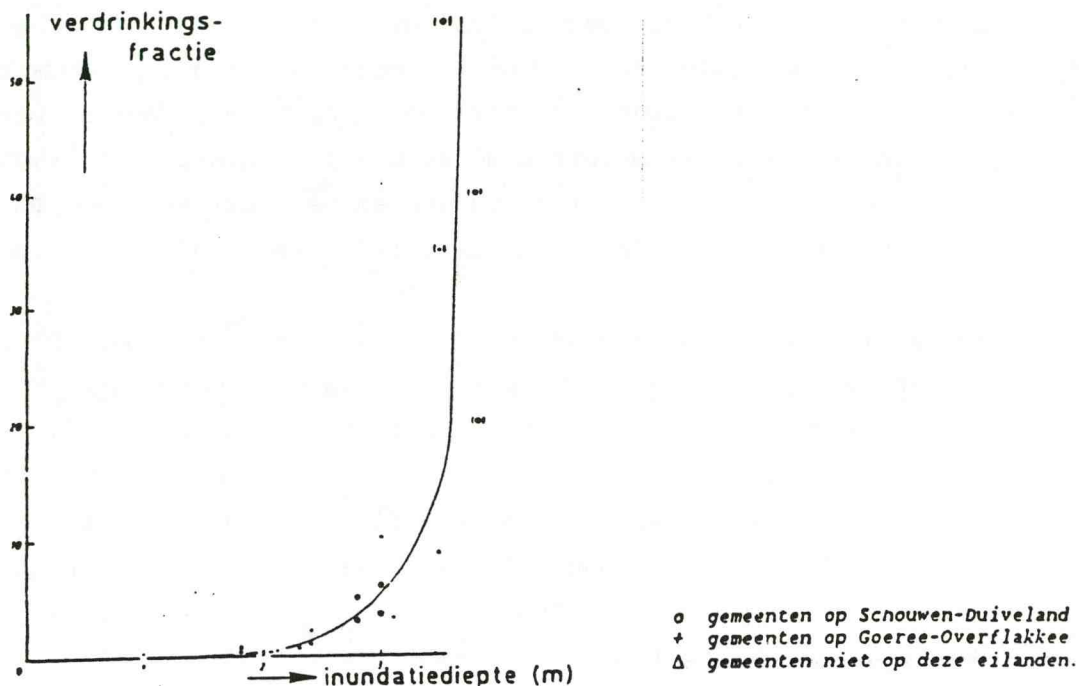
Dit onderscheid is gemaakt om aan te geven dat er verschillen zijn in vluchtmogelijkheden naar hoger gelegen gebieden. In Figuur 6.14 zijn de resulterende verdrinkingsfactoren grafisch weergegeven.



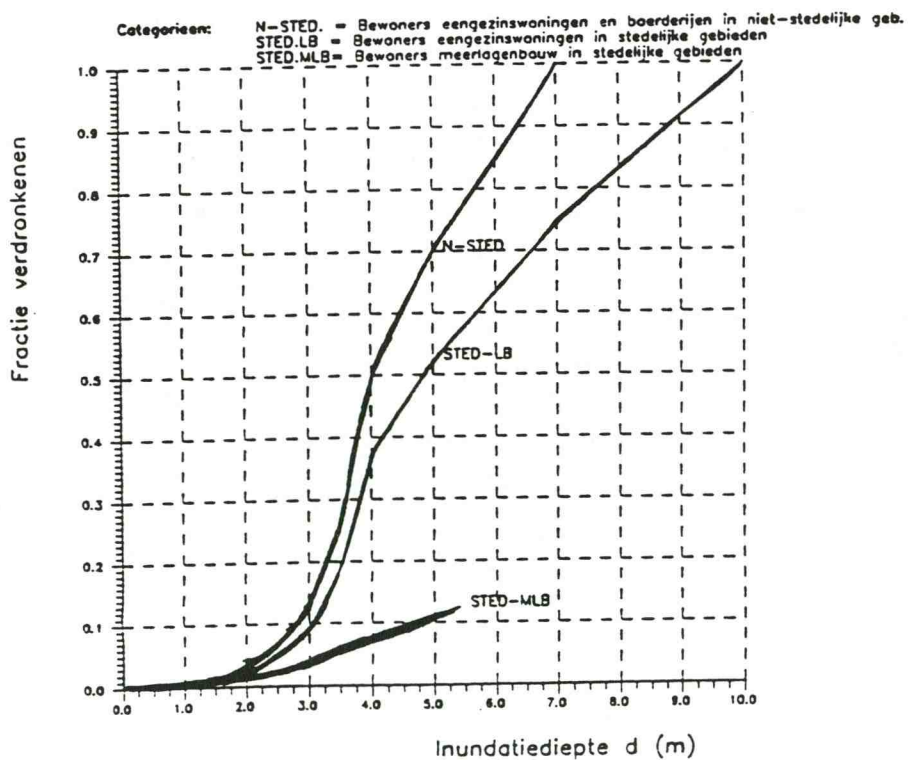
Een zeer belangrijke vraag is of de gegevens van de ramp in 1953 bruikbaar zijn voor bijvoorbeeld een rivierinundatie in 1990. Rivierhoogwaters zijn in principe goed voorspelbaar en bewoners kunnen dus gewaarschuwd worden. Hoe men daarop zal reageren is echter een open vraag. Veel bewoners zullen zeker pas op het laatste moment besluiten weg te gaan. De filevormig op de wegen laat zich dan raden. Het gaat bovendien vaak om een groot aantal dijkringen in de bedreigde gebieden. Waar gaat iedereen heen? Is er een evacuatieplan?

Zodra er eenmaal een inundatie is, doen zich weer andere vragen voor. Velen hebben de gelegenheid om naar hoger gelegen woonetages te verhuizen. Maar hoe verder? Is er voedsel, water, elektriciteit, gas, medische hulp? Afhankelijk van de weersomstandigheden zullen mensen sterven door onderkoeling, voedsel-, drank- of medicijntekort. Zijn er rampenplannen? Hoeveel ongunstiger zijn de omstandigheden bij inundatie uit zee (in combinatie met storm en lage temperatuur) dan bij inundatie uit de rivier? Veel vragen dus waarop op dit moment weinig antwoorden zijn te geven. Het onderzoek op dit onderwerp is nog gaande.

Figuur 6.13: Verdrinkingsfactor volgens de ramp van 1953



Figuur 6.14: Gemodificeerde verdrinkingsfactor



## 7. SCHATTING VAN VERDELINGEN

### 7.1. Inleiding

Een belangrijk onderdeel van een veiligheidsbeoordeling is het vaststellen van de verdelingen voor de stochastische variabelen. De keuze van het verdelingstype en de verdelings-parameters (gemiddelden, standaardafwijkingen) bepalen voor een groot gedeelte de uitkomst van de berekening. In sommige gevallen heeft men de beschikking over een groot aantal statistische gegevens. Men kan dan gebruik maken van de talrijke methoden uit de klassieke statistiek voor het schatten van verdelingen. De kern van het probleem is echter vaak dat men weinig of in het geheel geen objectieve gegevens heeft. Wil men tot resultaten komen dan is men gedwongen een aantal subjectieve aannamen te doen.

De tak van de waarschijnlijkheidsleer waarbinnen de mogelijkheid aanwezig is om kansen toe te kennen op subjectieve gronden is de zogenaamde Bayesiaanse kansrekening, genoemd naar de Engelse wiskundige Thomas Bayes. In de Bayesiaanse gedachtengang is een gebeurtenis stochastisch zodra de uitkomst niet voorspelbaar is. De oorzaak van de onvoorspelbaarheid kan zowel liggen in de intrinsieke spreidingen van de natuurverschijnselen als in onze onwetendheid daarover. De kans op een gebeurtenis zegt in de eerste plaats iets over de onzekerheid die iemand heeft: de kans weerspiegelt een "state of mind". Tegenover deze stroming staat de frequentistische gedachtenwereld. In deze stroming kunnen alleen intrinsieke spreidingen in de natuur worden gemodelleerd en niet onze onwetendheden daarover. Een kans wordt beschouwd als de weerspiegeling van een "state of matter". Er wordt op gewezen dat in het geval van veel statistische gegevens beide methoden tot dezelfde resultaten leiden.

## 7.2. Volledig ontbreken van statische gegevens

In dit geval zullen de eigenschappen van de variabelen volledig geschat moeten worden. Men moet dan afgaan op ervaring en intuïtie van experts, vaak ondersteund door gegevens uit de literatuur. In de meeste gevallen is het een bruikbare strategie om waarden te specificeren waaronder of waarboven de betreffende variabele naar alle waarschijnlijkheid niet zal liggen. Noem deze waarden  $X(\text{laag})$  en  $X(\text{hoog})$ . Bekend is dat er volgens de normale verdeling 95% kans is dat een variabele een waarde aanneemt tussen  $\mu - 2\sigma$  en  $\mu + 2\sigma$ . Op grond hiervan kunnen gemiddelde en standaardafwijkingen geschat worden uit:

$$\mu(X) = \frac{1}{2} \{X(\text{hoog}) + X(\text{laag})\}$$

$$\sigma(X) = \frac{1}{4} \{X(\text{hoog}) - X(\text{laag})\}$$

Voor een lognormale verdeling luiden de overeenkomstige formules (zolang  $X(\text{hoog})/X(\text{laag}) < 10$ ):

$$\mu(X) = \sqrt{X(\text{hoog}) \cdot X(\text{laag})}$$

$$V(X) = \frac{1}{4} \ln\{X(\text{hoog})/X(\text{laag})\}$$

De keuze of gebruik moet worden van de normale of de lognormale verdeling wordt vooral bepaald door de fysische aard van de stochastische variabele. Veel variabelen kunnen van nature geen negatieve waarden aannemen en in zulke gevallen heeft de lognormale verdeling de voorkeur. Voor kleine waarden van de variatiecoëfficiënt ( $V < 0,10$ ) is het verschil tussen normaal en lognormaal voor praktische toepassingen verwaarloosbaar. In sommige gevallen zal er aanleiding zijn nog andere verdelingen dan normaal of lognormaal te kiezen, zie hiervoor ook 8.5.

### 7.3. Frequentistische parameterschatting

Veronderstel dat de verdeling van een grootheid bekend is, en dat de parameters geschat worden volgens een frequentistisch concept. De methoden hiervoor zijn te vinden in de standaardwerken [12] over statistiek. De procedure komt erop neer dat men probeert een schatter te vinden voor iedere parameter van de verdeling. Schatters zijn functies van de waarnemingen  $\underline{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ . Stel dat  $y(\underline{X})$  een schatter is voor de parameter  $p$ . Aangezien de variabelen  $X_i$  stochastisch zijn, is  $y(\underline{X})$  eveneens een stochastische grootheid. Voor  $y$  kunnen dus een gemiddelde en een variantie of standaardafwijking worden afgeleid.

Neem als voorbeeld het steekproefgemiddelde  $\bar{X}$  als schatter voor het verdelingsgemiddelde  $\mu$ :

$$y = \bar{X} = (X_1 + X_2 + \dots + X_n)/n$$

Het gemiddelde en de standaardafwijking van  $y$  worden gegeven door:

$$E(y) = \mu$$

$$\sigma^2(y) = \sigma^2(X_i)/n$$

Met behulp van de verwachtingswaarde en de variantie van de schatter kunnen enkele eigenschappen worden gedefinieerd:

1. De schatter  $y$  wordt een zuivere schatter voor de parameter  $p$  genoemd als  $y$  gemiddeld de waarde  $p$  oplevert:

$$p = E(y)$$

Als dit alleen geldt voor grote waarde van  $n$ , dan is  $y$  een asymptotisch zuivere schatter.



2. Voor een parameter zijn verschillende schatters denkbaar. Neem het gemiddelde van een normale verdeling. Men kan hiervoor bijvoorbeeld kiezen:

- het steekproefgemiddelde
- de mediaan van de waarnemingen (dat is de middelste waarde als we de waarnemingen rangschikken van groot naar klein);
- het gemiddelde van de hoogste en de laagste waarneming.

Het zijn alle drie zuivere schatters. Het verschil tussen de schatters zit in de standaardafwijking of variantie van  $y$ . Bewezen kan worden dat het steekproefgemiddelde de kleinste standaardafwijking heeft. Het heet daarom de meest efficiënte schatter.

Indien overigens een schatter onzuiver is, is niet zo zeer zijn standaardafwijking of variantie van belang, als wel de verwachtingswaarde van de kwadratische fout  $E \{(y - p)^2\}$  (mean square error). In dit verband is het illustratief om even stil te staan bij de volgende twee veel gebruikte schatters voor de standaardafwijking:

$$y = \sqrt{\Sigma (X_i - \bar{X})^2 / n} \quad \text{a)}$$

en

$$y = \sqrt{\Sigma (X_i - \bar{X})^2 / (n-1)} \quad \text{b)}$$

Indien het gemiddelde onbekend is, is (a) een onzuivere schatter en (b) een zuivere schatter: de onzuivere schatter heeft overigens wel de kleinste mean square error.

Hierna volgen enkele methoden om schatters te vinden.

### 1. Methode van momenten

Indien de parameters van de verdeling samenvallen met de momenten (gemiddelde, variantie, enz.) kan men deze parameters rechtstreeks bepalen door de momenten van het statistisch materiaal uit te rekenen. Indien de parameters niet samenvallen met de momenten wordt een variant toegepast: men bepaalt de momenten van de waarnemingen en rekent deze om naar de gewenste parameters

In het algemeen moet men daarmee zeer voorzichtig zijn. Deze schatters zijn vaak onzuiver, niet efficiënt en soms zelfs niet betrouwbaar. Neem bijvoorbeeld de extreme-waarden-verdeling type II voor maxima. Voor  $k < 1$  heeft deze verdeling geen variantie en voor  $k < 2$  geen gemiddelde. De steekproef heeft uiteraard wel altijd een eindig gemiddelde en standaard-afwijking. Men komt zodoende bij voorbaat op verkeerde waarden terecht.

## 2. Methode van de maximum likelihood

De likelihood-functie geeft de relatieve waarschijnlijkheid weer van het verkregen waarnemingsmateriaal, als functie van de parameter  $p$ :

$$L(p \underline{X}) = f(X_1, p) f(X_2, p) \dots f(X_n, p) = \prod_{i=1}^n f(X_i, p)$$

Bij deze methode kiest men dan die waarde van  $p$  waarvoor de likelihood functie maximaal is (zie Figuur 7.1). Met deze methode kan men analytische uitdrukkingen verkrijgen voor de schatters. Maximum likelihood schatters hoeven niet altijd zuiver te zijn. De methode van maximum likelihood leent zich goed voor numerieke uitwerking [13].

## 3. Kleinste kwadratenmethode

Een praktische methode is om het waarnemingsmateriaal uit te zetten op waarschijnlijkheidspapier van de betreffende verdeling. Het uitzetten gebeurt via:

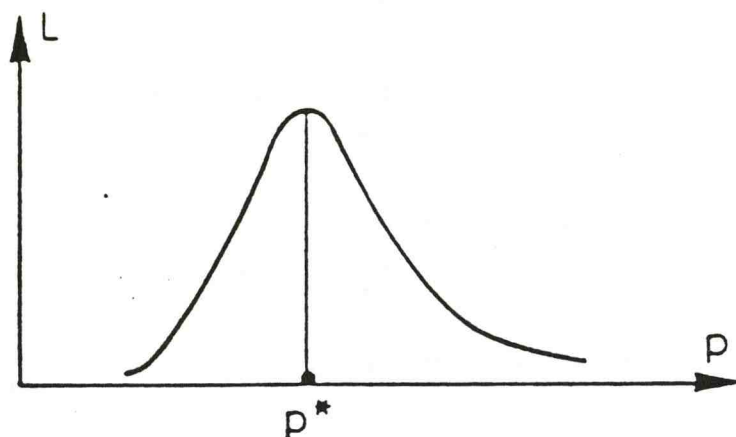
$$P(X < X_i) = \frac{i}{n+1}$$

Hierin is  $X_1$  de laagste waarneming en  $X_n$  de hoogste. De waarnemingen zouden in principe op een rechte lijn moeten liggen. Men kan de parameters van de verdeling schatten door toepassing van de kleinste kwadratenmethode of door het ijken op een paar punten (bijvoorbeeld: men bepaalt twee parameters uit het 0.25 en 0.75 fractieelpunt).

Betrouwbaarheidsintervallen

Teneinde inzicht te verschaffen in de nauwkeurigheid waarmee een parameter geschat kan, worden bedient men zich in de klassieke frequentistische statistiek van betrouwbaarheidsintervallen. Stel dat van een variabele bekend is dat deze een normale verdeling heeft met bekende standaardafwijking  $\sigma$ , maar dat het gemiddelde  $\mu$  onbekend is.

Figuur 7.1: De waarde voor  $p$  die de likelihood-functie  $L$  maximaliseert is de maximum likelihood-schatter.



Men wil het gemiddelde bepalen uit  $n$  waarnemingen en als schatter kiest men het steek-proefgemiddelde. Dit steekproefgemiddelde is een normaal verdeelde stochastische variabele met gemiddelde  $\mu$  en standaardafwijking  $\sigma/\sqrt{n}$ . Op grond van de tabel voor de normale verdeling volgt derhalve:

$$P(\mu - 1.64 \sigma/\sqrt{n} < \bar{X} < \mu + 1.64 \sigma/\sqrt{n}) = 0.90$$

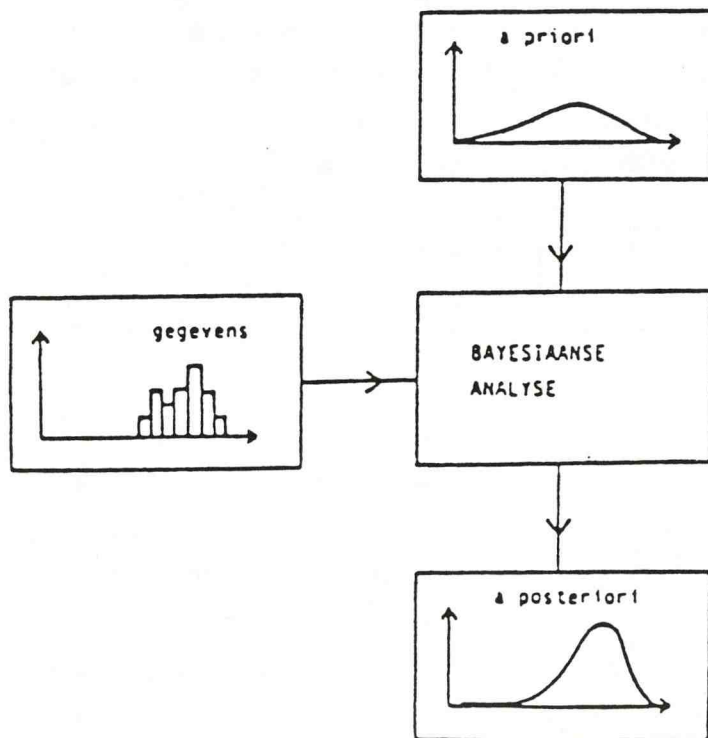
In de klassieke statistiek mogen we hier overigens niet uit concluderen dat er "dus een kans van 90% is dat het werkelijke gemiddelde ligt tussen  $\bar{X} - 1.64 \sigma/\sqrt{n}$  en  $\bar{X} + 1.64 \sigma/\sqrt{n}$ ". Immers, het gemiddelde is een deterministische grootheid en kan dus niet als een stochastisch behandeld worden (zie inleiding). Om toch betrouwbaarheidsgrenzen te kunnen aangeven, volgt de klassieke statistiek de volgende redenering:

In beginsel zijn er ten aanzien van het onbekende gemiddelde een groot aantal hypothesen te maken. Beschouw nu de hypothesen:

$$\begin{aligned}
 H_1: & \quad \mu < \bar{X} - 1.64 \sigma \cdot \sqrt{n} \\
 H_2: & \quad \bar{X} - 1.64 \sigma \cdot \sqrt{n} \leq \mu < \bar{X} + 1.64 \sigma \cdot \sqrt{n} \\
 H_3: & \quad \mu \geq \bar{X} + 1.64 \sigma \cdot \sqrt{n}
 \end{aligned}$$

De kans dat  $H_1$  waar is en we tegelijkertijd de waarneming  $\bar{X}$  doen heeft maar een kans van hooguit 5%. Hetzelfde geldt voor  $H_3$ . Om die redenen verwerpen we de hypothesen  $H_1$  en  $H_3$ , en blijft  $H_2$  over. Dit is kenmerkend voor de wijze van redeneren: de klassieke statistiek is alleen in staat om hypothesen te verwerpen. Wat overblijft is het betrouwbaarheidsinterval. Door zo te handelen zal men slechts in minder dan 5 of 10 % van de gevallen een goede hypothese ten onrechte verwerpen.

Figuur 7.2: Principe van een Bayesiaanse analyse





7.4. Bayesiaanse parameterschatting

Het principe van de Bayesiaanse analyse [14] [15] is in grote lijnen uiteengezet in Figuur 7.2. Men begint met het vaststellen van een zogenaamde apriori-verdeling die de kennis weergeeft op het moment dat nog geen gegevens beschikbaar zijn. Deze apriori-verdeling wordt dus op subjectieve gronden vastgesteld, vergelijkbaar met de wijze als uitgelegd in 8.2.

Daarna combineert men via een voorgeschreven procedure deze apriori-verdeling met de objective statistische gegevens en komt men tot de zogenaamde aposteriori-verdeling.

Centraal in de Bayesiaanse analyse staat het theorema van Bayes:

$$P(A|B) = \frac{P(B|A) P(A)}{P(B)}$$

Dit theorema geeft aan hoe de kans op A gewijzigd wordt onder invloed van het gegeven B. Bij de statistische verwerking van gegevens nemen we voor de gebeurtenis A een hypothese over statistische parameter (bijvoorbeeld: het gemiddelde ligt tussen 10 en 11) en voor B de gerealiseerde statistische gegevens. Herschreven in nieuwe symbolen (H = hypothese, D = Data) komt het theorema van Bayes er dan als volgt uit te zien:

$$P(H|D) = \frac{P(D|H) P(H)}{P(D)}$$

Hierin is:

$P(H|D)$  = de kans dat de beschouwde hypothese juist is in het licht van de ter beschikking staande statistische gegevens (aposteriori-kans);

$P(D|H)$  = de kans op het waarnemen van de statistische gegevens onder de veronderstelling dat de hypothese H geldt; dit komt overeen met de in 8.3 geïntroduceerde likelihood-functie;

$P(H)$  = de apriori-kans op het juist zijn van de hypothese; deze moet men dus apriori op subjectieve wijze schatten, en is daarmee het kwetsbare punt van de analyse;

$P(D)$  = een normeringsconstante, zoals uit het vervolg zal blijken.



In een praktische analyse nemen we altijd een set van hypothesen  $H_i$ , waarbij de  $H_i$  elkaar uitsluiten en gezamenlijk een volledige uitkomstenruimte vullen. Voor verwerking van de gegevens dient dus te gelden:

$$\sum P(H_i) = 1$$

Ook na de verwerking van de gegevens blijven de hypothesen elkaar uitsluiten en de volledige uitkomstenruimte vullen. Er moet dus gelden:

$$\sum P(H_i | D) = 1$$

Deze voorwaarde stelt ons in staat om  $P\{D\}$  te berekenen. In verband daarmee volgt:

$$P(H_i | D) = C P\{D | H_i\} P(H_i)$$

$$C = \text{normeringsconstante die zorgt voor } \sum P(H_i | D) = 1$$

Belangrijk is dat de hypothesen  $H_i$  betrekking hebben op het verdelingstype of op de parameters van de verdeling (gemiddelde, standaardafwijking enz). De hypothesen slaan dus niet direct op de variabele zelf. Het gaat hier te ver om precies uit te leggen waarom dat niet anders kan. Ook de apriori hypothese heeft dus betrekking op de parameters en niet rechtstreeks op de variabele zoals in 8.2.

Indien we beschikken over een aantal hypothesen met bijbehorende kansen (apriori of aposteriori) kunnen we natuurlijk wel iets over de variabele zelf zeggen. We maken dan gebruik van het theorema van de totale waarschijnlijkheid:

$$F_X(x) = P\{X < x\} = \sum P\{X < x | H_i\} P(H_i | D)$$

Op dezelfde wijze kan ook de dichtheidsfunctie worden bepaald.

Voorbeeld schatting gemiddelde normale verdeling

Gegeven is een variabele  $X$  die normaal verdeeld is met een onbekend gemiddelde  $\mu$  en een bekende standaardafwijking  $\sigma = 1.0$ . Om het gemiddelde te kunnen schatten worden  $n$  waarnemingen gedaan. Het gevonden steekproefgemiddelde  $\bar{X}$  blijkt te liggen tussen  $\bar{x}$  en  $\bar{x} + d\bar{x}$ . (Met  $d\bar{x}$  wordt een willekeurige doch kleine waarde bedoeld;  $d\bar{x}$  zal later in de nomeringsconstante worden ondergebracht zodat de preciese waarde er niet toe doet).

We herleiden eerst de algemene formules voor de Bayesiaanse analyse tot een die meer toegesneden is op het gestelde probleem. De hypothesen hebben in dit geval betrekking op de onbekende parameter  $\mu$ . Stel dat we a priori geen enkele waarde uitsluiten, dan komt dus elke waarde op  $-\infty$  tot  $+\infty$  in aanmerking. We nemen:

$$H_i = m_i < \mu < m_i + dm$$

We herschrijven  $P(H_i|D) = C P(D|H_i) P(H_i)$  daarmee als:

$$P(m < \mu < m + dm | \bar{x} < \bar{X} < \bar{x} + d\bar{x}) = \\ C * P(\bar{x} < \bar{X} < \bar{x} + d\bar{x} | m < \mu < m + dm) P(m < \mu < m + dm)$$

Met behulp van de definitie van de kansdichtheidsfunctie is dit te schrijven als:

$$f_{\mu}(m; \bar{x}) dm = C * \int_{\bar{x}} f_{\bar{X}}(\bar{x}; m) d\bar{x} f_{\mu}(m) dm$$

Aan beide kanten kunnen we nu  $dm$  schrappen; de waarde van  $d\bar{x}$  kan in de nomeringsconstante worden ondergebracht, zodat volgt:

$$f_{\mu}(m; \bar{x}) = C * \int_{\bar{x}} f_{\bar{X}}(\bar{x}; m) f_{\mu}(m)$$

De procedure levert dus uiteindelijk een kansdichtheidsfunctie voor het gemiddelde op. We zullen nu achtereenvolgens de drie factoren van het rechter deel van bovenstaande formule bepalen.

De functie  $f_{\mu}(m)$  geeft de kansverdeling weer voor het onbekende gemiddelde  $\mu$ , voordat we over enig gegeven beschikken. Indien we geen enkele informatie bezitten op grond van voorgaande ervaringen kunnen we overwegen om deze functie heel vlak te kiezen, zoals aangegeven in Figuur 7.3.

Als we wel over informatie beschikken is het handig voor  $\mu$  een normale verdeling te kiezen. Bij een numerieke uitwerking maakt het geen verschil of een normale of andere verdeling gekozen wordt. In dit voorbeeld kiezen we voor een vlakke (niet-informatieve of vage) apriori-functie. De functie wordt daarmee in principe constant en kan dus onder de normeringsconstante worden geschoven. We houden over:

$$f_{\mu}(m; \bar{x}) = C * f_{\bar{X}}(\bar{x}; m)$$

De dichtheidsfunctie van  $\bar{X}$  bij een gegeven waarde  $m$  voor het gemiddelde is eenvoudig te bepalen.  $\bar{X}$  is gedefinieerd als:

$$\bar{X} = \Sigma X_i / n$$

$\bar{X}$  is derhalve normaal verdeeld met gemiddelde  $m$  en standaardafwijking  $\sigma/\sqrt{n}$ . Ingevuld:

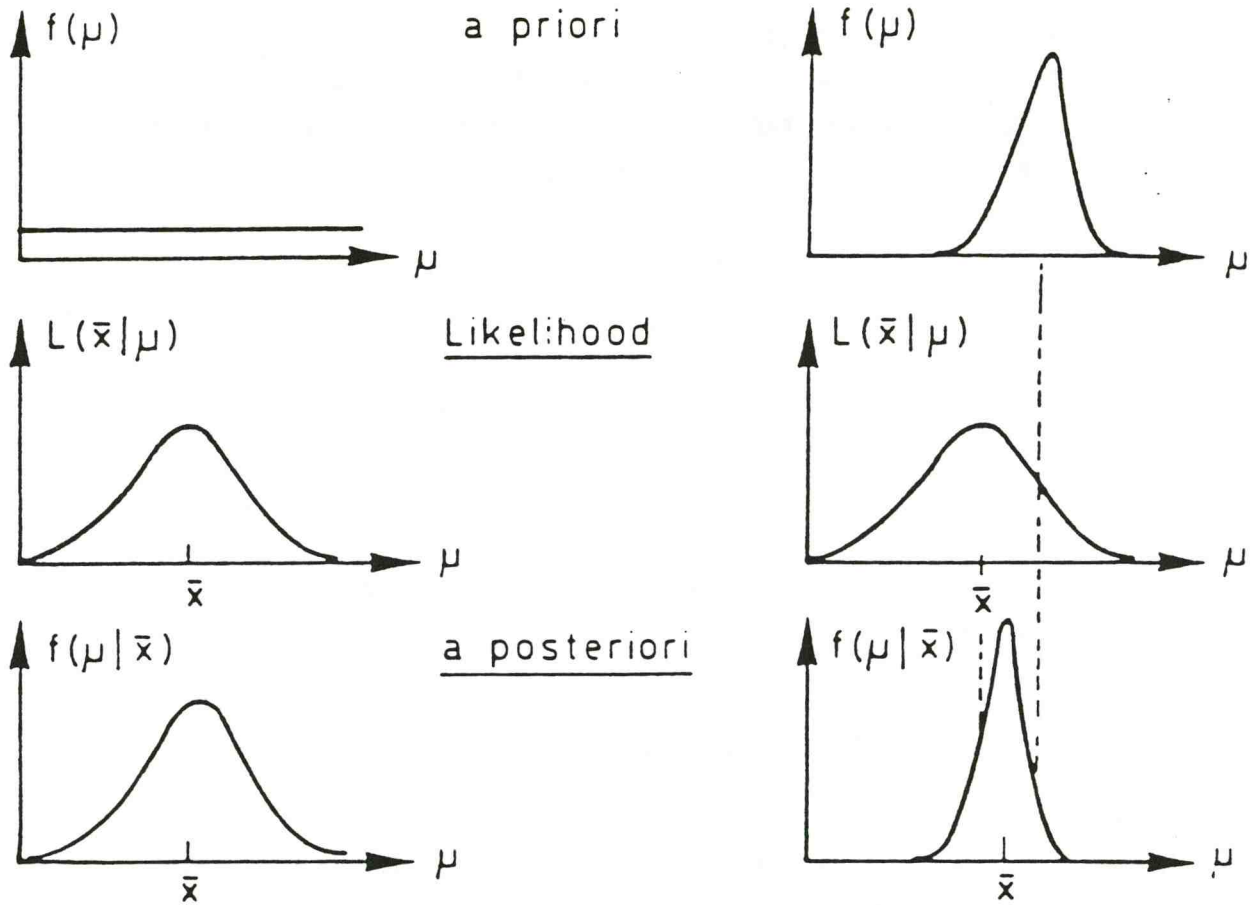
$$f_{\mu}(m; \bar{x}) = C * \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{\sqrt{n}}{\sigma} \exp \left\{ - \frac{(m - \bar{x})^2}{2\sigma^2/n} \right\}$$

Wederom alle constanten onder  $C$  schuivend herschrijven we dit als:

$$f_{\mu}(m; \bar{x}) = C * \exp \left\{ - \frac{(m - \bar{x})^2}{2\sigma^2/n} \right\}$$

Figuur 7.3: Bayesiaanse procedure voor de schatting van het gemiddelde (a) met vage apriori's (b) met normaal-verdeelde apriori.

### Voorbeeld Bayesian Analysis



$$f(\mu|\bar{x}) = CL(\bar{x}|\mu) f(\mu)$$

Op deze manier geschreven kunnen we vaststellen dat de aposterio- verde-  
ling van het gemiddelde  $\mu$  normaal is met een gemiddelde gelijk aan het  
gevonden steekproefgemiddelde  $\bar{x}$  en de standaardafwijking  $\sigma/\sqrt{n}$ . De juiste  
waarde van de normeringsconstante is dan ook eenvoudig te vinden en het  
eindresultaat is:

$$f_{\mu}(m; \bar{x}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{\sqrt{n}}{\sigma} \exp \left\{ - \frac{(m - \bar{x})^2}{2\sigma^2/n} \right\}$$

Het resultaat is ook weergegeven in Figuur 7.3.

Interessant is nu verder om na te gaan wat er van de variabele  $X$  zelf te  
zeggen valt. Daartoe maken we gebruik van het theorema van de totale waar-  
schijnlijkheid. De sommatietekens worden in dit geval vervangen door inte-  
gratietekens. Er resulteert:

$$f_X(x; \bar{x}) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_X(x, m) f_{\mu}(m; \bar{x}) dm$$

Na uitwerking van deze integraal volgt:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{\sigma \sqrt{(1 + 1/n)}} \exp \left\{ - \frac{(x - \bar{X})^2}{2\sigma^2(1 + \frac{1}{n})} \right\}$$

Conclusie: de variabele  $X$  is na verwerking van de waarnemingen:

- normaal verdeeld
- met gemiddelde  $\bar{x}$
- en met standaardafwijking  $\sigma/\sqrt{(1 + 1/n)}$

De onzekerheid in het gemiddelde werkt dus door in een grotere onzekerheid  
van de stochast zelf. Als  $n$  heel groot wordt, gaat deze extra onzekerheid  
naar nul.



Variant: Voor de volledigheid wordt hier ook nog een alternatieve procedure vermeld. Deze procedure is algemener bruikbaar, namelijk ook in die gevallen waarin geen schatter te vinden is. In dat geval kunnen de waarnemingen een voor een worden verwerkt m.b.v. de volgende formule:

$$f_{\mu}(m;D) = C * \prod_{i=1}^n f_X(x_i, m) f_{\mu}(m)$$

Bij verwerking van deze procedure in een computer dient men zich goed reken-schap te geven van over- en underflow problemen. In de meeste gevallen is het aan te bevelen om links en rechts de logaritme te nemen.

#### 7.5. Kiezen van de verdeling

Tot nu toe zijn we ervan uitgegaan dat het verdelingstype van de variabelen bekend was en dat alleen de parameters bepaald moesten worden. Vaak is het echter het verdelingstype ook onbekend en moet daarvoor een keuze worden gemaakt. Hieronder volgen een aantal overwegingen en procedures die daarbij van dienst kunnen zijn.

Op de eerste plaats hebben verdelingen vaak een theoretische achtergrond, die deze wel of niet geschikt maken een bepaald fenomeen te beschrijven. De bekendste hiervan zijn:

- De som van een groot aantal onafhankelijke stochasten is normaal verdeeld ongeacht de verdeling van de individuele stochasten; dit is de central limietstelling.
- Analoog: Het product van een groot aantal onafhankelijke stochasten is lognormaal verdeeld.
- het maximum/minimum van een groot aantal onafhankelijke stochasten is vaak verdeeld volgens een van de extreme waardenverdelingen.

In sommige gevallen zijn stochastische functies van andere stochastische waarvan de verdelingstypen bekend zijn. Er kan dan langs theoretische weg een verdeling worden afgeleid. Een voorbeeld hiervan is de Rayleigh-verdeling voor de toppen van zeegolven, die af te leiden is als wordt verondersteld dat de zeeegang een stationair Gaussisch smallebandproces is.

In andere gevallen zijn er overwegingen die bepaalde verdelingen uitsluiten. Bijvoorbeeld, als een variabele alleen positieve waarden kan aannemen, komt in beginsel een normale verdeling niet meer in aanmerking. Met dit argument moet men overigens niet te streng zijn en het alleen toepassen als de variatiecoëfficiënt groot is: als bijvoorbeeld de kans op een negatieve waarde in de orde van  $10^{-8}$  ligt, dan is er voor de meeste toepassingen geen reden om de normale verdeling te verwerpen.

In veel gevallen zullen deze overwegingen echter niet voldoende zijn of minstens verificatie behoeven. Het zal duidelijk zijn dat ook dit weer op twee wijzen kan, namelijk klassiek en Bayesiaans. Beide procedures zullen beschreven worden. Naast het volgen van de formele procedure is het natuurlijk ook altijd goed de gevonden verdeling en het waarnemingsmateriaal in een Figuur te tekenen. Bij voorkeur tekent men zowel de verdelings- als de dichtheidsfunctie. Op het oog zijn dan de bepaalde conclusies mogelijk, waarbij men soms overwegingen kan laten meespelen die moeilijk formaliseerbaar zijn. Soms is men bijvoorbeeld vooral geïnteresseerd in de rechter staart, soms alleen de linkerstaart, soms het middengebied enz.

Als formele frequentistische procedures komen hierna achtereenvolgens de  $\chi^2$ -test en de Kolmogorov-Smirnovtest aan de orde. Deze testen zijn bedoeld om een gegeven verdeling al dan niet als onwaarschijnlijk te verwerpen. Daarna komt nog aan de orde hoe men, indien gewenst, op basis van deze testen een keuze kan maken uit een groot aantal verdelingen. Tenslotte komen de Bayesiaanse procedures aan de orde.

$\chi^2$  goodness of fit test

De  $\chi^2$ -test richt zich op de vergelijking van het histogram met de dichtheidsfunctie. Veronderstel nu, zoals gebruikelijk in klassieke frequentistische testen, dat een bepaalde verdeling de juiste is. Onder deze hypothese  $H_0$  bepalen we dan de volgende statistic:

$$y = \sum_{i=1}^k \frac{(N_i - n p_i)^2}{n p_i}$$

$i$  = interval nummer van het histogram

$k$  = aantal intervallen

$n$  = totaal aantal waarnemingen

$N_i$  = aantal waarnemingen in interval  $i$

$p_i$  = kans op waarneming in interval  $i$  gegeven  $H_0$

Bewezen kan worden dat  $y$  voor grote  $n$  een  $\chi^2$ -verdeling heeft met  $k-r-1$  graden van vrijheid. Hierin is  $r$  het aantal parameters dat op basis van de gegevens is geschat. Indien  $y$  groter is dan  $\chi^2_{\alpha, k-r-1}$  (zie tabel 8.1) dan wordt  $H_0$  verworpen.

Een nadeel van de  $\chi^2$ -test is dat het resultaat afhankelijk van de gekozen histogram-indeling. De tabel geeft de waarden van  $\chi^2$  voor de overschrijdingskansen  $\alpha$ . Voor  $\nu = 30$  is  $\chi^2$  bij benadering normaal met gemiddelde  $\nu$  en standaardafwijking  $\sqrt{2\nu}$ . Voor een uitgebreide tabel zie [13].

Tabel 7.1: Verdeling van  $\chi^2_\nu = \sum_{i=1}^{\nu} u_i^2 =$  standaard normaal  
 p = overschrijdingskans

p	0.99	0.95	0.90	0.75	0.50	0.25	0.10	0.05	0.01
1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4	1.3	2.7	3.8	6.6
2	0.0	0.1	0.2	0.6	1.4	2.8	4.6	6.0	9.2
3	0.2	0.4	0.6	1.2	2.4	4.1	6.3	7.8	11.3
4	0.3	0.7	1.1	1.9	3.4	5.4	7.8	9.5	13.3
5	0.6	1.2	1.6	2.6	4.4	6.6	9.3	11.1	15.1
10	2.6	3.9	4.9	6.7	9.3	12.5	16.0	18.3	23.2
20	8.3	10.9	12.4	15.5	19.3	23.8	28.4	31.4	37.6
30	15.0	18.5	20.6	24.5	29.3	34.8	40.3	43.8	50.9

Kolmogorov-Smirnov-test

Deze test vergelijkt de veronderstelde verdelingsfunctie met het waargenomen materiaal. De statistic die beschouwd wordt luidt:

$$y = \max \left( \left| \frac{i}{n} - F_X(x_i) \right| \right)$$

$i$  = nummer van de waarneming

$n$  = aantal waarnemingen

$x_i$  = de  $i$ -de waarneming bij rangschikking van laag naar hoog

Merk op dat de plotting points  $i/n$  zijn en niet  $i/(n+1)$ . Voor de betrouwbaarheidsdrempels  $\alpha = 0.10$ ,  $0.05$  en  $0.01$ , wordt de hypothese  $H_0$  verworpen als respectievelijk  $y > 1.23/\sqrt{n}$ ,  $y > 1.36/\sqrt{n}$  en  $y > 1.63/\sqrt{n}$  ( $n > 5$ ). Indien  $r$  parameters van de verdeling ook met de waarnemingen geschat zijn, moeten deze waarden worden aangepast. De theorie over deze aanpassing is niet officieel ontwikkeld. Het lijkt niet onredelijk te verwerpen bij  $y > 1.22/\sqrt{(n-r)}$ , enz.

Een nadeel van de Kolmogorov-test is dat deze niet erg gevoelig is voor afwijkingen in de staarten. In feite is het alleen een check op het middengebied.

Discussie  $\chi^2$ - en Kolmogorov-test

Kenmerkend voor de beide bovengenoemde klassieke frequentistische testen is dat zij alleen bedoeld zijn om hypothesen te verwerpen en niet om uit een aantal hypothesen de beste te selecteren. Indien men dit toch wil doen bestaat de neiging om die verdeling te kiezen met de laagste waarde van  $y$  immers  $y = 0$  correspondeert met een perfecte fit. Hier moet men toch oppassen. Op de eerste plaats moet men corrigeren voor het aantal vrijheidsgraden: men moet niet een verdeling met 4 parameters en een met parameters zonder meer met elkaar vergelijken. Verder bestaat er het gevaar dat men voor  $y$  een steeds lagere waarde kan vinden door maar 'voldoende' verdelingen in beschouwing te nemen. Dit kan natuurlijk niet de bedoeling



zijn: door ook het waargenomen histogram in de verzameling op te nemen vindt men altijd de waarde 0. In de werkelijkheid is het echter waarschijnlijker om een waarde  $y \neq 0$  aan te treffen. Voor de  $\chi^2$ -verdeling is bijvoorbeeld  $E(y) \approx k-r-1$  en  $\sigma(y) \approx \sqrt{2E(y)}$ . Op grond van deze gedachtengang komen we daarmee op de volgende informele vuistregel:

"Kies die verdeling waarvoor  $|y - E(y)|/\sigma(y)$  zo dicht mogelijk ligt bij 1".

### Bayesiaanse procedure

Bayesiaans is er geen procedureel onderscheid in het bepalen van een parameter of het bepalen van een verdeling. De procedure is als volgt:

1. Stel een aantal hypothesen  $H_i$  op, bijvoorbeeld:

$H_1$ : verdeling is normaal

$H_2$ : verdeling is lognormaal

$H_3$ : verdeling is Weibull

2. Kies apriori-kansen  $P(H_i)$

3. Bepaal de likelihood-functie  $P(D|H_i) = \prod_{j=1}^n f_i(x_j)$   
Met  $f_i$  = dichtheidsfunctie bij  $H_i$ .

4. Bepaal de aposteriori-kansen:

$$P(H_i|D) = C P(D|H_i) P(H_i)$$

Hierbij volgt C uit de normering.

Discussie Bayesiaanse procedure

Feitelijk moet men de Bayesiaanse analyse voor de verdeling gelijktijdig uitvoeren met de analyse voor de parameters; in verband met rekentijd wordt dat meestal niet gedaan en worden eerst per verdelingstype de parameters bepaald. Het resultaat voor de verdelingsschatting kan bijvoorbeeld zijn:

$$P(H_1|D) = 0.7$$

$$P(H_2|D) = 0.3$$

$$P(H_3|D) = 0.1$$

Gebruik makend van het theorema van de totale waarschijnlijkheid volgt, dat bij de gegeven data de dichtheidsfunctie voor  $x$  gegeven wordt door:

$$f_X(x) = f_1(x) * P(H_1|D) + f_2(x) P(H_2|D) + f_3(x) P(H_3|D)$$

Dit betekent niet dat de verdeling voor  $X$  is opgebouwd uit de 3 genoemde verdelingen in de aangegeven mengverhoudingen. In beginsel is  $f_X(x)$  een van de drie verdelingen maar nog niet bekend is welke. Na het verzamelen van meer data zal de kans op een van de verdelingen naar 1.0 gaan en van de andere twee naar 0.0. Wil men juist wel een mengverdeling als mogelijkheid meenemen dan moet men

$$f = \alpha_1 f_1 + \alpha_2 f_2 + \alpha_3 f_3$$

als verdeling nemen en de  $\alpha_i$  als gewone parameters behandelen. In feite is dit een van vele mogelijkheden om het probleem van de "verdelingskeuze" te vervangen door een parameterschatting. Immers, als  $f_1$  de werkelijke verdeling is, zullen  $\alpha_2$  en  $\alpha_3$  naar nul gaan. Andere mogelijkheden zijn:

- de 4 parameter-verdelingen van Pearson of Johnson [15]
- de stochast als functie van een andere verdeling te kiezen, bijv.:

$$x = a + bu + cu^2 + du^3 \dots \text{ enz. met } u = \text{standaard normaal}$$

Een belangrijk verschilpunt met de parameterschattingen is dat men bij verdelingsschattingen niet uitputtend kan zijn. Bij het gemiddelde bijvoorbeeld nemen we alle hypothesen  $-\infty < \mu < \infty$  in beschouwing. Alle mogelijke verdelingstypen meenemen is echter onmogelijk. De methode gaat er echter wel vanuit dat de "juiste" verdeling aanwezig is. Meestal komt een van de verdelingen als duidelijke overwinnaar te voorschijn: we moeten dan echter goed bedenken dat alleen de andere verdelingen verslagen zijn en de "echte" verdeling misschien nog vrij rond loopt. Men doet er in ieder geval goed aan de Bayesiaanse procedure te combineren met een klassieke test om te zien of men uiteindelijk niet aan een onzinnige verdeling de a posteriori-kans 1 toekent. Een alternatief hiervoor is te eisen dat de likelihood-functie een waarde aanneemt tussen  $E(L) - 2\sigma(L)$  en  $E(L) + 2\sigma(L)$ .

#### Slotbeschouwing

Ongeacht de methode die men toepast is een van de grootste problemen altijd de extrapolatie naar grotere of kleinere waarden. Men heeft daar meestal geen waarnemingen, maar dat gebied is wel vaak beslissend voor de uitkomst van de betrouwbaarheidsanalyse. Hoe onbevredigend dit ook is, men zal de beslissingen moeten baseren op de gegevens die bekend zijn. Lineaire extrapolatie is dan ondanks alle bedenkingen de meest objectieve procedure. Anderzijds is voorzichtigheid geboden en wordt vooral aangeraden na te gaan:

- of de staarten mogelijk te optimistisch zijn geschat
- hoe gevoelig de uitkomst is voor de staart
- of er fysische oorzaken te noemen zijn voor afwijkend staartgedrag

Van belang is natuurlijk verder wat men met de verdeling doet. Als men 2 alternatieven vergelijkt die beide in gelijke mate door de staart worden beïnvloed ligt het probleem anders dan wanneer het ene alternatief staartgevoelig is en het andere niet.

## 7.6. Robuustheid

Er is nog een belangrijke eigenschap waaraan een schatter zou moeten voldoen en die nog niet aan de orde geweest is: robustness. Daarmee wordt bedoeld dat de methode bruikbare resultaten moet blijven leveren, ook als de omstandigheden enigszins afwijken van de ideale. Bijvoorbeeld: het waarnemingsmateriaal is niet homogeen, bevat een fout, stamt uit een andere verdeling, enz. Neem om de gedachte te bepalen aan dat een exponentiele verdeling als werkhyphotese wordt genomen, terwijl de werkelijke verdeling een Gumbel is. De momentschatter en de kleinste kwadratenmethode zullen daar relatief weinig last van hebben en nog steeds voor de rechterstaart met bruikbare resultaten komen. De maximum likelihood schatter is gelijk aan de kleinste waarneming en zal dus naarmate het aantal waarnemingen toeneemt, steeds kleiner worden en langzaam naar min oneindig gaan. De exponentiele verdeling gaat dan onzinnige antwoorden opleveren.

Voor de Bayesiaanse methode geldt een soortgelijk bezwaar. Dit is een bijzonder geval van de algemene eigenschap van Bayesiaanse methoden dat iedere vorm van vooringenomenheid zwaar wordt afgestraft. Vanuit een Bayesiaanse gedachtengang mag de exponentiele verdeling eigenlijk alleen gekozen worden bij 100 % zekerheid. Strikt logisch, maar daarom niet altijd gemakkelijk in gebruik.



## 8. UITVOERING

### 8.1. Specifieke mechanismen tijdens de uitvoering

Tijdens de uitvoering kunnen sommige mechanismen meer of minder belangrijk zijn als in de eindfase. Sommige mechanismen treden alleen gedurende de uitvoering op. Het belang van het mechanisme is mede afhankelijk van de wijze van uitvoeren. Zo maakt het bij een dijkverbetering verschil of er sprake is van een symmetrische, binnendijkse of buitendijkse verzwaring.

#### **Overlopen en overslag**

In het algemeen zal tijdens de uitvoering de kruinhoogte toenemen. Dit houdt in dat de kans op overlopen en/of overslag zal afnemen. Tijdelijk kan de kering echter ook verlaagd zijn.

#### **Macro-instabiliteit**

In de uitvoeringsfase is de kans op afschuiven van taluds veelal groter dan in de eindsituatie. Een belangrijke oorzaak hiervoor is de in eerste instantie optredende ongedraineerde situatie na elke ophoogslag. Bij versterkingswerken dienen de verschillen in stijfheid tussen het oude geconsolideerde grondlichaam en het vers opgebrachte materiaal in de berekening te worden betrokken.

#### **Micro-instabiliteit**

Met name het mechanisme erosie is tijdens de uitvoering van belang, gezien het feit dat de voor de eindfase ontworpen bekleding nog niet is aangebracht (kleinere sterkte) en de grotere aanval op het binnentalud door de kleinere kruinhoogte (grotere belasting) dan in de eindfase.

#### **Mechanismen bij de aanleg van waterkerende kunstwerken**

Bij de aanleg van waterkerende kunstwerken zal gedurende (een gedeelte van) de uitvoeringsfase de bestaande waterkering worden aangetast. Alle bijkomende mechanismen die tot falen van het waterkeringsstelsel kunnen leiden dienen hierbij te worden onderzocht.



## 8.2. Kwaliteitsborging

De kwaliteit van het eindprodukt wordt in hoge mate bepaald in de uitvoeringsfase. Controle op het geleverde produkt en controle op productieprocessen zijn essentieel. Fouten in menselijk handelen tijdens de uitvoering kunnen snel en direct tot schade leiden.

Er kan onderscheid gemaakt worden tussen de voorbereidingen, de uitvoering zelf en de controle daarop. Voor de voorbereiding voor de uitvoering geldt dezelfde fasering als voor de ontwerpfase: stellen van eisen (aan het eindprodukt, maar vaak ook aan tussenstadia), genereren van alternatieven, keuze maken en gedetailleerd analyseren van de gekozen uitvoeringsmethode. Ook de analyse van de uitvoeringshandelingen tot en met de planning toe kan in termen van waarschijnlijkheid worden uitgedrukt. Men hanteert dan weer de begrippen risico-, betrouwbaarheids- of gevoeligheidsanalyse. Dergelijke voorbereidingen beperken improvisatie tijdens de werkelijke uitvoering en werken kostenbesparend.

Voor deze analyse kan men de foutenboom-techniek gebruiken. Hierin staan de (kritieke) operaties en gebeurtenissen en hun onderlinge samenhang vermeld met als ongewenste topgebeurtenis een bepaalde vertraging in het werk of een kwaliteitsniveau dat niet gehaald wordt.

Men kan rekening houden met het optreden van een "ongewenste gebeurtenis" en de te verwachten consequenties. De dan benodigde maatregelen en inzet van materieel, bouw materiaal en mankracht kunnen van tevoren zijn vastgesteld.

Belangrijke elementen bij de kwaliteitsborging in de uitvoeringsfase zijn:

- Duidelijk omschreven specificaties van het te leveren produkt, zowel voor de grondstoffen als bewerkingen hiervan.
- Bekwaam controlepersoneel met goede instructies.
- Duidelijke regeling van de verantwoordelijkheden.
- Betrouwbare en snelle stroom van informatie relevant voor de keuring.
- Goede vastlegging van afwijkingen van het ontwerp.
- Draaiboek van correctieve maatregelen.

### 8.3. Veiligheid tijdens de uitvoering

Tijdens de uitvoering gelden in beginsel ten aanzien van het vereiste veiligheidsnivo dezelfde criteria als neergelegd in 3.6. Omdat sprake is van een in de tijd variërende faalkanstempo en mogelijk ook van in de tijd variërende gevolgen, wordt de uitwerking gecompliceerder. De veiligheidsbeschouwing bij de uitvoering zal derhalve gebaseerd moeten zijn op een vergelijking van geïntegreerde risico's, en niet van faalkansen.

Voor de verdere uitwerking wordt onderscheid gemaakt in drie situaties:

- versterking van een bestaande waterkering;
- aanleg van een nieuwe waterkering;
- aanleg van een waterkerend kunstwerk.

#### Versterking van een bestaande waterkering

In de ontwerpfase is voor de versterkte waterkering in de eindfase (index e) het risico per jaar  $E(S_e)$  vastgesteld. Voor de bestaande waterkering (index o) geldt het risico  $E(S_o)$ . Dit (aanvangs)risico zal doorgaans groter zijn dan het in de eindfase van de uitvoering te bereiken ontwerp-risico.

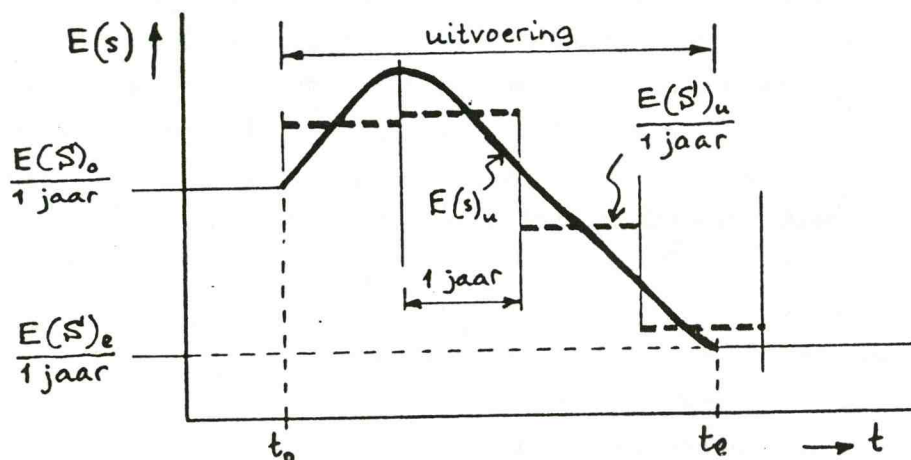
Het risico per tijdseenheid  $E(S)$  gedurende de uitvoering kan een verloop in de tijd hebben als geschetst in Figuur 8.1. Meestal moet tijdelijk het oorspronkelijke risico-niveau worden overschreden.

Het gemiddeld risico voor een periode T is gelijk aan:

$$\bar{E}(S_u) = \frac{1}{T} \int_T E(S_u) dt$$

Het is soms niet mogelijk tijdens de uitvoering voortdurend te voldoen aan de eisen van maximaal aanvaardbaar maatschappelijk en persoonlijk risico. Immers, men verbetert juist omdat in de uitgangssituatie, niet aan deze eisen voldaan wordt, terwijl tijdens de uitvoering nog hogere risico's soms moeilijk vermeden kunnen worden.

Figuur 8.1. Mogelijk risico-verloop tijdens de uitvoering



Als de eis wordt gesteld dat het jaargemiddelde risico tijdens de uitvoering  $\bar{E}(S_u)$  niet groter mag zijn dan het jaarlijks aanvangsrisico  $E(S_o)$ , vermenigvuldigd met een factor  $\xi$ , dan moet dus voldaan worden aan:

$$\bar{E}(S_u) = \frac{1}{T} \int_T E(S_u) dt \leq \xi E(S_o) \text{ met } T = 1 \text{ jaar}$$

Voor  $\xi$  lijkt een waarde  $1 < \xi < 10$  acceptabel, mede afhankelijk van de duur van de uitvoering en de hoogte van  $E(S_o)$ .

Het risico  $E(S_u)$  is opgebouwd uit bijdragen van de verschillende mechanismen:

$$E(S_u) = \sum_i p(F_{ui}) S_{ui}$$

$S_{ui}$  = schade bij mechanisme  $i$  tijdens uitvoering

$p(F_{ui})$  = kans op mechanisme  $i$  bij uitvoering per tijdseenheid

Zowel kans  $p(F_{ui})$  als schade  $S_{ui}$  zijn tijdafhankelijk. Voor elke stap in de uitvoering moet opnieuw de optimale verhouding tussen de individuele faalkansen  $P(F_{ui})$  worden bepaald. Gedurende de uitvoering zal deze verdeling zich langzaam wijzigen, van de situatie die werd aangetroffen op tijdstip  $t = 0$ , tot de bij het ontwerp vastgestelde faalkansverdeling in de eindfase.

Voor de bepaling van het optimale veiligheidsnivo m.b.v. een kostenbeschouwing worden de volgende drie kostencomponenten onderscheiden:

$C_u$  = directe uitvoeringskosten.

$E(S_u)$  = contante waarde van het risico gedurende de uitvoering.

$E(C_d)$  = verwachtingswaarde van de derving van revenuen gedurende de uitvoeringsfase, voortvloeiend uit het veranderd gebruik van het achterland (en eventueel het gebruik van de waterkering) na voltooiing van de uitvoeringsfase.

Optimalisering dient te gebeuren door te streven naar minimale kosten bij de gegeven voorwaarde voor het risico:

$$\text{Min: } C_u + \int_T \{E(S_u) - E(C_d)\} dt \quad \text{sub } \bar{E}(S_u) \leq \xi \cdot E(S_0)$$

De kosten  $E(C_d)$  zijn bij versterking van een bestaande waterkering doorgaans verwaarloosbaar klein ten opzichte van de overige kosten.

De optimale situatie zal meestal overeenkomen met een korte uitvoeringstermijn, met name ten gevolge van de doorgaans relatief hoge economische waarde van het achterland. Het is dan niet voordelig dit lang aan een verlaagd risico bloot te stellen.



### Aanleg van een nieuwe waterkering

Verschillen met de versterking van een bestaande waterkering zijn:

- Het doorgaans zeer lage risico-niveau. Bij de aanleg van een nieuwe waterkering is de waarde van het achterland meestal verwaarloosbaar klein ten opzichte van de waterkering zelf. Hierdoor zal de kostencomponent  $E(S_u)$  bij de optimalisatie nauwelijks van invloed zijn.
- De kostencomponent  $E(C_d)$  zal hier een grotere invloed hebben op het gevonden optimum, gezien het meestal sterk veranderd gebruik van het achterland na voltooiing van de waterkering.
- Bij aanvang van de uitvoering is sprake van een aanvangshoogte gelijk aan nul. Elke uitvoeringsstap zal een verlaging van het risico ten opzichte van het aanvangs-risico betekenen.

Ook hier zal de optimale situatie meestal overeenkomen met een korte uitvoeringstermijn, echter om andere redenen dan bij versterking van bestaande keringen.

### Aanleg van een waterkerend kunstwerk

Afhankelijk van het type waterbouwkundig kunstwerk, de plaats in de bestaande waterkering en de wijze van uitvoering, kunnen verschillende additionele faalmechanismen van toepassing zijn. Deze dienen alle te worden betrokken bij de optimalisering van de uitvoering.

Voor alle fasen in de uitvoering waarin de bestaande waterkering niet wordt beïnvloed, heeft falen van onderdelen van het kunstwerk of van bijkomend werken (bijvoorbeeld een bouwkuip) geen invloed op de faalkans van de waterkering. In deze fasen kan dan worden gekozen voor een economische optimalisatie, alleen betrokken op de constructie van het kunstwerk.



Daarnaast zullen er in de uitvoering altijd fasen zijn, waarin de bestaande waterkering wél wordt beïnvloed. Gedacht kan worden aan de fase waarin het gereedgekomen kunstwerk moet worden opgenomen in de bestaande waterkering, of in sommige gevallen ook aan de constructiefase, wanneer bijvoorbeeld de bouwkuip dienst moet doen als tijdelijk element van het waterkeringsstelsel. Evenals bij de versterking van een bestaande waterkering, dient dan te worden gestreefd naar minimale uitvoeringskosten bij een gegeven voorwaarde voor het risico.

#### 8.4. Uitvoeringstermijn en fasering

Gedurende het jaar zal de gemiddelde grootte van de meeste hydraulische belastingparameters (buitenwaterstand, golfaanval, ligging van de freatische lijn) een min of meer cyclisch verloop hebben (zie Figuur 8.2). Als gevolg hiervan is het mogelijk de sterkte van de waterkering tijdelijk te verlagen zonder dat dit grote invloed hoeft te hebben voor de faalkans.

Het verloop van de hydraulische belastingparameters kan onderling verschillen naar amplitude, naar fase en naar periode (bv. een jaar voor de buitenwaterstand, en een half jaar voor de ligging van de freatische lijn, voorzover deze wordt bepaald door de neerslag).

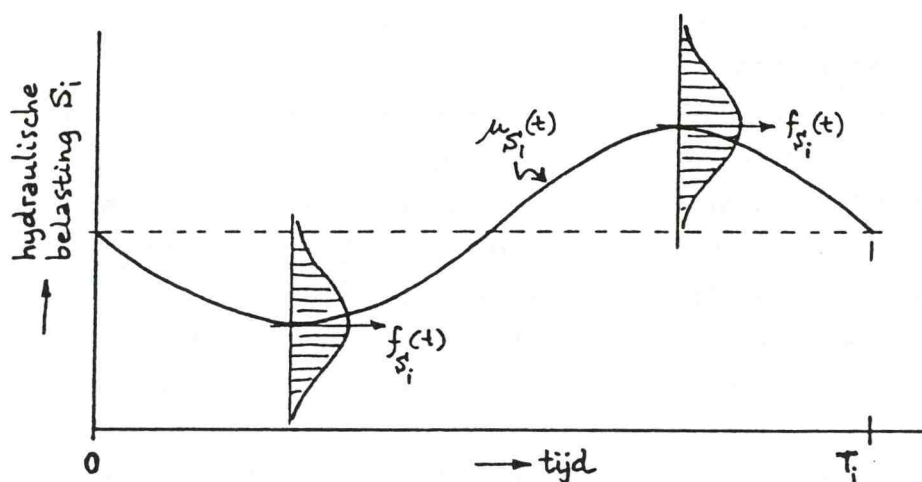
Het gezamenlijk effect van deze parameters laat zich voor de Nederlandse situatie ongeveer schematiseren tot een cyclisch verloop met een periode van een jaar. Dit heeft er in de praktijk toe geleid, dat er een gesloten seizoen wordt gehanteerd (storm- of hoogwaterseizoen), waarbinnen in het algemeen geen werkzaamheden aan de waterkering zijn toegestaan. Immers, uitvoering van werkzaamheden in dit seizoen zou leiden tot grote risico's (bij versterking van een waterkering mogelijk groter dan  $\xi \cdot E(S_0)$ ) en/of tot hoge uitvoeringskosten  $C_u$ .

##### Overligmaatregelen

Wanneer de werkzaamheden niet binnen één open seizoen (dit is het seizoen tussen twee gesloten seizoenen) kunnen worden afgerond, houdt dit in dat vlak voor het begin van het gesloten seizoen er dusdanige overligmaatregelen getroffen moeten worden, dat de waterkering voldoende sterkte heeft om in het gesloten seizoen met voldoende klein risico over te kunnen liggen.

Deze overligmaatregelen hebben vaak met name betrekking op het mechanisme erosie: bijvoorbeeld het aanbrengen van een tijdelijke bekleding. Dit betekent bijvoorbeeld dat bij dijkverbeteringswerken bij buitendijkse versterking in het algemeen duurdere en meer tijdrovende overligmaatregelen moeten worden getroffen, dan bij binnendijkse versterking.

Figuur 8.2. Schematische weergave van de fluctuatie van de hydraulische belasting



Binnen het open seizoen kunnen de werkzaamheden worden onderverdeeld in:

- Voorbereidende werkzaamheden: mobilisatie, verwijderen bekleding.
- Ophoogwerkzaamheden.
- Overligmaatregelen, of in de laatste uitvoeringsfase: aanbrengen definitieve bekleding, wegconstructies e.d.

Bij alle uitvoeringen moet rekening worden gehouden met vertragingen, zodat bijvoorbeeld overligmaatregelen later klaar zijn dan gepland. Bij de risicoschatting dient dit te worden meegenomen.

#### Ophogingstempo

Figuur 8.3 geeft het verloop in de tijd van het risico per tijdseenheid gedurende de uitvoering van een dijkverbeteringswerk.

Vaak wordt het goedkoopste uitvoeringsscenario gevonden bij een minimum aantal overliggerperioden, dat wil zeggen bij een snelle ophoging. Hier zijn drie argumenten voor aan te voeren:

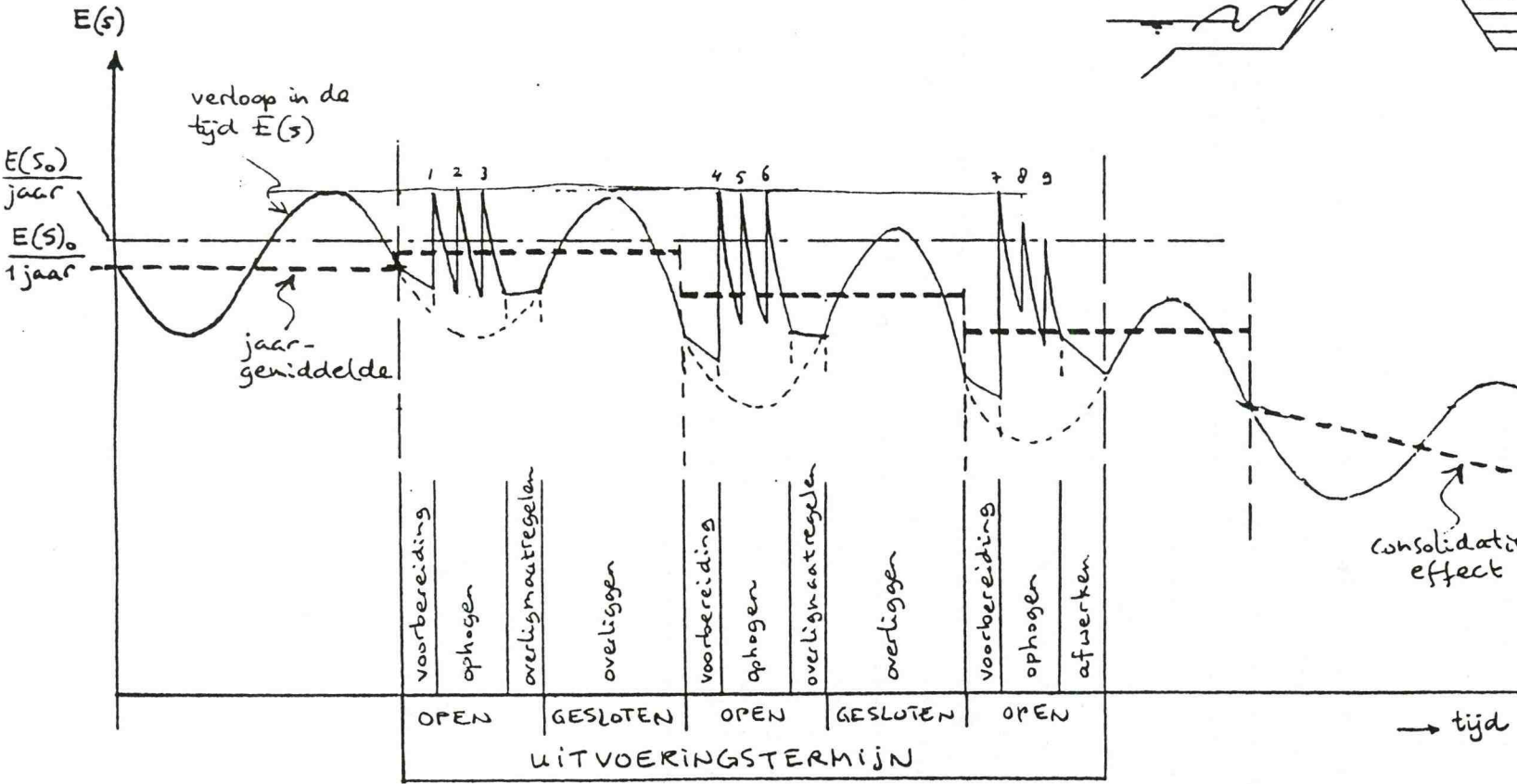
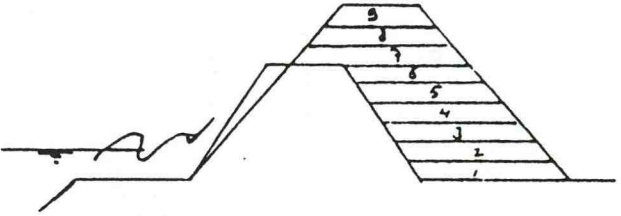
- Een beperking van de overliggerkosten.
- Lagere contante waarde van het risico, door het eerder bereiken van de eindsituatie.
- Minder derving van revenuen gedurende de uitvoering.

Dit pleit voor een lange ophoogtermijn binnen het open seizoen, dat wil zeggen, dit pleit voor een korte benodigde tijd voor mobilisatie, voorbereidende maatregelen, overliggermaatregelen en afwerking. Verder pleit dit voor een hoog ophogingstempo, dat wil zeggen voor grote ophoogstappen in combinatie met een hoge consolidatiesnelheid.

Voor de tussentijdse bepaling van de uitvoeringsstabiliteit tijdens werkzaamheden ten behoeve van de versterking van bestaande waterkeringen of van de aanleg van nieuwe waterkeringen, wordt in de praktijk tijdens de uitvoering voornamelijk het mechanisme afschuiving gecontroleerd. Aan de hand hiervan wordt dan indien nodig het ophogingstempo tussentijds bijgesteld, of worden maatregelen getroffen om de consolidatie te versnellen.

Bij de bouw van waterkerende kunstwerken is het vaak niet nodig om gedurende het gesloten seizoen het werk stil te leggen. Wel kunnen er aanvullende eisen gesteld worden, afhankelijk van de gevolgen bij falen voor de faalkan van het waterkeringsstelsel.

Figuur 8.3: Risico als functie van de tijd bij dijkverbetering





#### 8.5. Bijstellen faalkansen eindtoestand

Na de uitvoering is bijstellen van de faalkansen in de eindtoestand noodzakelijk, om de kwaliteit van het gehele waterkeringsstelsel te kunnen beoordelen met de meest recente informatie. Dit kan van belang zijn voor de optimalisering van volgende werken aan elementen van dit stelsel.

De faalkans in de eindtoestand kan na de uitvoering afwijken van de vooraf bepaalde optimale faalkans, ten gevolge van:

- afwijkingen in de uitvoering ten opzichte van het ontwerp.
- additionele informatie over
  - . verdelingsfuncties van belasting- en sterkteparameters.
  - . modellen: bijstellen van aangenomen modelonzekerheid, of van model.
  - . overlevingsgeschiedenis: rekening houdend met de verschillen tussen ontwerp- en eindtoestand, en het tijdsafhankelijk gedrag van sommige sterkteparameters.

Overigens betekent dit niet dat bij een lagere bijgestelde faalkans automatisch aanvullende maatregelen getroffen dienen te worden. Immers, bij de kostenoptimalisatie kunnen deze duurder blijken te zijn dan de verhoging van de contante waarde van het risico.

## 9. ONDERHOUD EN BEHEER

### 9.1. Inleiding

Onder beheer wordt verstaan: het geheel van activiteiten, op korte, middel-lange en lange termijn, dat erop gericht is een waterkering zijn functie(s) duurzaam te laten vervullen. De technische component van beheer is onderhoud via de inzet van personeel, materieel en materiaal. Onderhoud omvat zowel de inspectie als het formuleren en uitvoeren van de te treffen maatregelen. De mate waarin onderhoud zal plaatsvinden is afhankelijk van ontwerp, uitvoering en gebruik.

De conditie van (onderdelen van) een waterkering zal in de tijd doorgaans afnemen. Daarnaast kunnen belastingomstandigheden veranderen of kunnen nieuwe inzichten leiden tot een bijstelling van de normen. Periodiek zal daarom de kwaliteit met betrekking tot de veiligheid en in voorkomende gevallen ook met betrekking tot andere functionele eisen, moeten worden vastgesteld en vastgelegd in een beheerssysteem. Via de Wet op de Waterkering is dat wettelijk vereist. De leidraad Toetsing geeft hieromtrent nadere informatie.

### 9.2. Tijdsafhankelijke ontwikkelingen

Belasting en sterkte kunnen beide variëren in de tijd. Wanneer op een zeker tijdstip de belasting de sterkte in grootte overtreft, zal een schademechanisme geïnitieerd worden. Het gedrag van een constructie moet daarom worden beschreven door een tijdsafhankelijk gedragsmodel (zie hoofdstuk 4.5).

Voorwaarde van de bruikbaarheid van gedragsmodellen bij onderhoud en beheer is dat een aantal toestandskenmerken kunnen worden gedefinieerd, die een goede maat vormen voor de kwaliteit van de constructie.

Het constructiegedrag kan, afhankelijk van het verloop van de belasting en de sterkte in de tijd, verschillende vormen hebben. Bij de bepaling van inspectie-intervallen of tijdstip van ingrijpen dient hiermee rekening te worden gehouden. In toenemend faaltempo kunnen worden onderscheiden:

- Afnemende schadegroei, bijvoorbeeld zetting.
- Constante schadegroei, bijvoorbeeld erosie ten gevolge van stroming.
- Toenemende schadegroei, bijvoorbeeld suffosie filterconstructie.
- Plotseling bezwijken, bijvoorbeeld afschuiven binnentalud.

Een mechanisme dat op zich niet tot falen of bezwijken hoeft te leiden, kan andere mechanismen induceren die soms een ongunstiger schadegedrag hebben.

Naast het gedrag van de constructie is de ontwikkeling van externe factoren van belang. Om deze te introduceren wordt met scenario's gewerkt, waarin economische en politieke, maar mogelijk ook natuurlijke ontwikkelingen in de toekomst worden beschreven. Voor zeedijken is daarbij te denken aan grootheden als zeespiegelrijzing, voor rivierdijken aan voorspelling over de intensiteit van het scheepvaartverkeer. Sommige externe ontwikkelingen zijn niet alleen van invloed op de intensiteit van de belasting, maar doen deze zelfs volledig van karakter veranderen. Te denken valt aan de afdamming van zearmen, waardoor een halfdaags getijregime vervangen wordt door een stagnant peil.

### 9.3. Kwaliteitsborging

Voor de kwaliteitsborging in de beheerfase is van belang:

- Vakmanschap en bekwaamheid van de beheerder ten aanzien van controle en vroegtijdige signalering van afwijkingen en de gestelde "toestand" van de waterkering. De beheerder zal daarom alle relevante functionele eisen en de daarbij behorende grenstoestanden expliciet moeten kennen om op basis daarvan de momentane toestand van de waterkering en de noodzaak van onderhoudsmaatregelen te kunnen beoordelen.

- Goede verslaglegging van de vorige realisatiefasen; er moet bekend zijn welk product in feite afgeleverd is; dus niet alleen de in een onderhoudsplan vastgelegde onderhoudsfilosofie en -regelgeving, die als uitgangspunt voor het ontwerp gelden, maar ook afwijkingen hiervan die zijn opgetreden tijdens de uitvoering (revisie tekeningen e.d.).
  
- Adequate financiële, personele en materiële middelen.

Voor een optimaal benutten van de tijdens de beheersfase verzamelde informatie, is het noodzakelijk dat een terugkoppeling plaats vindt van de beheerder naar de ontwerper, en eventueel ook naar de uitvoerder (zie hoofdstuk 3.3).

#### 9.4. Onderhoudsplan

Centraal in het beheer staat het onderhoudsplan zoals dat bij het ontwerp is vastgelegd (zie hoofdstuk 3), waarin inzet van personeel, materieel en materiaal is vastgelegd. De elementen van het onderhoudsplan zijn:

- Onderhoudsvorm.
- Inspectiesysteem, om periodiek of bij extreme belastingen gegevens over de constructie te bepalen.
- Veiligheidsnormen, waaraan het (voorspelde) constructiegedrag getoetst dient te worden.
- Onderhoudsmaatregelen.
- Eventueel een calamiteitenplan.

Na realisering van de waterkering zal het vigerende onderhoudsplan van tijd tot tijd aanpassingen behoeven, waarbij de tijdens de levensduur verzamelde informatie omtrent verouderingsprocessen, veranderde belastingomstandigheden en nieuwe inzichten met betrekking tot de normstelling kunnen worden verwerkt. Soms is een aanpassing ook nodig in verband met een bijstelling van de functies van de waterkering.



Bij de opstelling van een nieuw onderhoudsplan is sprake van een economische optimalisatie onder randvoorwaarden, waarbij de beheerder een aanzienlijk geringere mate van ontwerprijheid heeft, dan bij het ontwerp van de waterkering het geval was.

#### 9.5. Onderhoudsvorm

De volgende vormen van onderhoud worden onderscheiden:

	[ correctief ---- storingsafhankelijk ]	
onderhoud ---[		]--- afhankelijk van
	[ toestandsafhankelijk ]	inspectieresultaten
[ preventief ---[		
	[ gebruiksaafhankelijk	

Bij storingsafhankelijk onderhoud worden pas onderhoudsmaatregelen getroffen, nadat de storing of te wel falen is opgetreden. Dit betekent, dat onderhoudsmaatregelen worden uitgevoerd, wanneer bij inspectie blijkt dat de constructie, of een bepaald onderdeel van de constructie, zijn beoogde functie(s) niet meer kan vervullen (d.w.z. dat een toestandsparameter de waarde van de faalgrens heeft bereikt).

Toestandsafhankelijk onderhoud is erop gebaseerd, dat de toestand van een constructie na een zeker tijdsinterval door middel van inspectie opnieuw wordt vastgesteld. Tot het treffen van onderhoudsmaatregelen wordt besloten wanneer een toestandsparameter een bepaalde normwaarde (de actiegrens) overschrijdt. De te optimaliseren grootheden zijn hier het inspectie-interval en de actiegrens; deze vormen samen een filter waarmee het mogelijk is de faalkans te reduceren.



Bij gebruiksafhankelijk onderhoud worden na zekere gebruikseenheden (bijvoorbeeld jaren, stormvloeden en dergelijke) onderhoudsmaatregelen getroffen. De tijdsperiode of de andere gebruiksgrootte wordt hierbij zo geoptimaliseerd, dat de kostenbesparing ten gevolge van uitgestelde onderhoudsmaatregelen gelijk is aan de extra kosten die voortvloeien uit de toename van het risico van eventuele gevolgschade. Eén en ander is gebaseerd op in het verleden uitgevoerde inspecties voor vergelijkbare omstandigheden.

#### 9.6. Inspectie/monitoring

Onder inspectie wordt verstaan het inwinnen, verwerken en interpreteren van informatie met het doel om de momentane toestand van de waterkering vast te stellen. Monitoring is een continue vorm van inspectie, met behulp van registratie-apparatuur.

Onder een inspectiesysteem wordt verstaan een systematische weergave van wat, waarom, waar, met welke methode en frequentie en door wie de waarnemingen van de waterkering worden ingewonnen, opgeslagen, verwerkt en geïnterpreteerd. Het inspectiesysteem is een onderdeel van het onderhoudsplan.

Bij toestandsafhankelijk onderhoud wordt bij het bepalen van de momentane toestand niet alleen gecontroleerd of falen al dan niet is opgetreden, maar worden tevens de waarden van de relevante toestandsparameters bepaald. Op grond hiervan kan men:

- de kennis over de verouderingsprocessen vergroten,
- beslissen om tot een meer gedetailleerde inspectie over te gaan,
- beslissen om onderhoudsmaatregelen te treffen,
- een volgend inspectie-tijdstip vaststellen.

Het kan efficiënt zijn om de inspecties en onderhoudsmaatregelen voor meerdere onderdelen van de waterkering te combineren.

Inspecties kunnen worden onderverdeeld naar belastingomstandigheid:

- a. tijdens extreme belastingsomstandigheden
- b. periodiek, tijdens normale belastingsomstandigheden

of naar de mate van gedetailleerdheid:

- A. globale inspectie (meestal visueel)
- B. kwantitatieve inspectie

Verschillende combinaties komen voor:

- aa: Tijdens extreme belastingomstandigheden (b.v. stormvloed) wordt veelal alleen een globale visuele inspectie (dijkbewaking) uitgevoerd, met het doel om bij geconstateerde ernstige schade tijdig een calamiteitenplan in werking te kunnen stellen.
- aB: Ook kan men intensievere inspecties uitvoeren, waarbij de meetgegevens tevens kunnen dienen om het gedragsmodel onder extreme belastingomstandigheden te ijken.
- ba: In het onderhoudsplan kan voorzien zijn in een globale inspectie van visueel goed te beoordelen toestandsparameters.
- bb: In geval van geconstateerde schade kan besloten worden tot een intensievere inspectie van de overige toestandsparameters.  
Hierbij moet worden bedacht dat niet bij alle faalmechanismen het begin van schade duidelijk aan het oppervlak van de constructie zichtbaar is maar eerst manifest wordt indien de schade al (te) groot is.  
In een extra inspectie is daarom veelal voorzien vlak na het optreden van een extreme belastingomstandigheid.

#### Verwerking inspectie-resultaat

Bij de keuze van een inspectiesysteem is belangrijk dat de meetresultaten direct te relateren aan vooraf geformuleerde criteria op basis waarvan beslissingen over te nemen maatregelen (tijdstip volgende inspectie, nadere onderzoek, onderhoudsmaatregelen) kunnen worden genomen.

Indien geen vooraf gestelde criteria zijn geformuleerd op het niveau van meetresultaten kan een nieuwe schatting van de faalkans worden gemaakt via

$$P\{ F | I \} = \frac{P\{ F \text{ en } I \}}{P\{ I \}}$$

Hierin is F de gebeurtenis falen en I het inspectie-resultaat.

### Meettechnieken

In het algemeen zal de onderhoudsstrategie afhankelijk zijn van de technische mogelijkheden om op snelle en goedkope wijze globale inspecties uit te voeren en van speciale meettechnieken om verborgen schadebeelden tijdig te kunnen detecteren.

Voor de onderhoudsinspectie van waterkeringen is een scala van meettechnieken beschikbaar. Naar gelang het gebied dat met de meettechniek wordt vastgelegd, kunnen de technieken worden ingedeeld in:

- Globale verkenning van de oppervlakte van de waterkering (visueel, geodetisch en remote-sensing technieken).
- Lijnmetingen verticaal (ondermeer sondeermethode met diverse conus-sensoren, waterspanningsmeters, boringen inclusief monsternamen voor laboratoriumproeven).
- Plaatselijke metingen direct onder het oppervlak (zoals valdeflectie, plaatdrukproeven en Troxlerdichtheidsmetingen).

### Toetsing van het vigerend onderhoudsplan

De tijdens de inspectie vastgestelde toestand wordt vergeleken met de bij de voorgaande inspectie voorspelde waarde. Indien de afwijking significant te groot is, kan dit betekenen dat er een aanpassing nodig is van het gedragsmodel, of dat de belastingomstandigheden anders zijn geweest dan is aangenomen. Afhankelijk van de grootte en de oorzaak van de afwijking, en de belangrijkheid van de beschouwde toestandsparameter voor de veiligheidsbeoordeling, kan overwogen worden om het vigerende onderhoudsplan aan te passen.

### 9.7. Onderhoudsmaatregelen

Onder onderhoudsmaatregelen kunnen worden verstaan:

- Reparatie van een onderdeel van de waterkering.
- Vervanging van een onderdeel van de waterkering.

Het kan efficiënt zijn om onderhoudsmaatregelen gecombineerd uit te voeren.

Onderhoudsmaatregelen hebben als doel om de kwaliteit van de waterkering te verbeteren. Hierbij heeft de beheerder drie opties:

- Herstel tot de oorspronkelijke sterkte.
- Herstel tot een kleinere dan de oorspronkelijke sterkte.
- Herstel tot een grotere dan de oorspronkelijke sterkte.

Het kostenaspect speelt bij deze afweging een belangrijke rol.

Onderhoudsmaatregelen worden bij voorkeur buiten het gesloten (storm) seizoen uitgevoerd, omdat door de kleinere kans op extreme belastingomstandigheden de faalkans van de waterkering kleiner zal zijn dan in het gesloten seizoen.

### 9.8. Kostenoptimalisering onderhoudsplan

Bij het genereren van alternatieve onderhoudsplannen zijn de te variërende elementen binnen de onderhoudsstrategie:

- De onderhoudsvorm: storingsafhankelijk, toestandafhankelijk of gebruikafhankelijk onderhoud.
- De onderhoudsplanperiode, en bij toestandafhankelijk onderhoud ook het inspectie-interval en de actiegrens.
- De onderhoudsmaatregelen: geheel of gedeeltelijk herstel door vervanging of reparatie.

Aan de hand van een gekozen onderhoudsstrategie en een aangenomen belasting (scenario) kan op basis van gedragsmodellen de toestandsverandering van waterkering in probabilistische termen worden voorspeld.



Bij de afweging van de verschillende onderhoudsmaatregelen zijn de volgende nevenaspecten van belang:

- In verband met de financieringsbron en de inzet van personeel is er behoefte aan een constantheid van budgetten.
- De beheerder moet in het algemeen naast het belang van de waterkering ook nog andere belangen behartigen.

Evenals bij het ontwerp van de waterkering (hoofdstuk 3.5) wordt een afweging op economische grondslag voorgesteld, waarbij de kosten kunnen worden berekend. Bij de beslissingen dient men dan alleen de kosten in beschouwing te nemen, die door deze beslissingen kunnen worden beïnvloed. Wanneer men deze kosten als functie van de conditie kan weergeven, kan men ook hier streven naar:

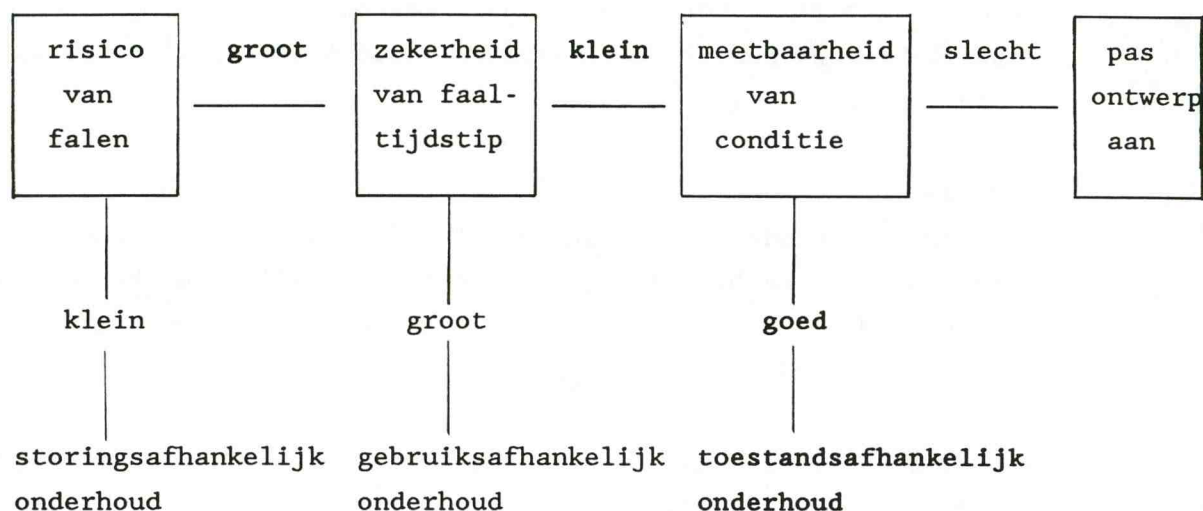
economische optimalisatie, minimale directe kosten bij gegeven maximale faalkans of minimale faalkans binnen het budget.

Kostenbestanddelen zijn onder andere de initiële investeringen, vervangingskosten, reparatiekosten, inspectiekosten, en directe en indirecte schadekosten.

De verwachtingswaarde van de kosten is ondermeer afhankelijk van de gekozen onderhoudsvorm. Van belang is daarbij de keuze van de onderhoudsplanperiode bij gebruiksfafhankelijk onderhoud, en van de actiegrens en de inspectieintervallen bij toestandsafhankelijk onderhoud. Dit leidt tot een bijzonder groot aantal te onderzoeken combinaties. Een eerste selectie kan worden gemaakt met behulp van het beslisschema van Figuur 9.1 [9].



Figuur 9.1 Beslisschema voor bepaling van de meest wenselijke onderhoudsvorm.



Bij waterkeringen zal het risico van falen doorgaans groot en de zekerheid van het faaltijdstop relatief klein zijn, zodat het accent zal liggen op toestandsafhankelijk onderhoud.

Bij deze onderhoudsvorm kan de verwachtingswaarde van de kosten op jaarbasis  $E(c)$  worden bepaald volgens de hierna volgende formules [10], waarbij voor de doorzichtigheid hiervan enkele vereenvoudigde aannamen zijn gedaan:

- De rente wordt gelijk nul gesteld.
- De kostenoptimalisatie wordt slechts op het beschouwde onderdeel gebaseerd.
- De levensduur van het beschouwde onderdeel is klein ten opzichte van de levensduur van de waterkering.
- Bij afkeuren (d.w.z. bij bereiken van de actiegrens) wordt het onderdeel weer tot de oorspronkelijke sterkte hersteld.
- Falen treedt op aan het einde van een inspectie-interval; bij relatief kleine intervallen is dit een goede benadering.

De verwachtingswaarde voor de kosten op jaarbasis is dan gelijk aan:

$$E(c) = \{ C_v + \sum_{i=1}^{\infty} [i C_i P_A(i) + ((i-1) C_i + C_s) P_F(i)] \} / t_L$$

$$\text{met } t_L = \sum_{i=1}^{\infty} [t_i \{P_A(i) + P_F(i)\}]$$

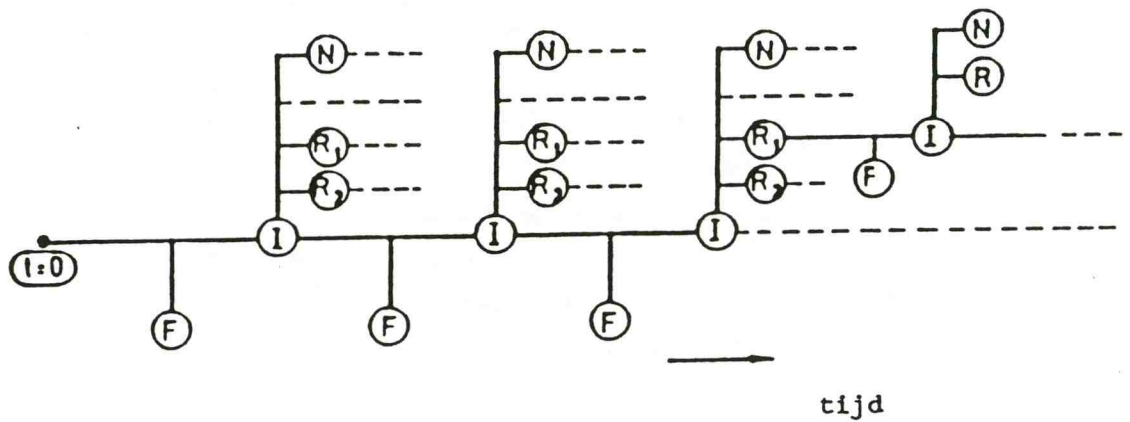
waarin  $C_v$  = kosten van volledig herstel van het onderdeel  
 $C_i$  = kosten van inspectie  
 $C_s$  = kosten van de gevolgschade  
 $P_A(i)$  = kans op afkeuren in inspectie-interval  $i$   
 $P_F(i)$  = kans op falen tijdens inspectie  $i$   
 $t_L$  = verwachtingswaarde van de levensduur van het onderdeel  
 $t_i$  = tijdstip van inspectie

Om een optimum te vinden, dient men de lengte van het inspectie-interval  $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$  en het criterium voor afkeuren (actie- of afkeurgrens) te variëren.

Een lagere actiegrens betekent een kleinere faalkans, maar een groter verlies aan restwaarde van het beschouwde onderdeel. Een kleiner inspectie-interval betekent een kleinere faalkans, maar meer inspectiekosten.

Ten gevolge van de vele onzekerheden kan niet met zekerheid worden voorspeld wat de gevolgen van een bepaalde technische ingreep zullen zijn. Op verschillende tijdstippen kunnen verschillende beslissingen worden genomen, en kunnen verschillende gebeurtenissen plaatsvinden. Een hulpmiddel om de mogelijke levenscyclus van de waterkering weer te geven is de gebeurtenissenboom. Figuur 9.2 geeft een voorbeeld hiervan.

Figuur 9.2 Gebeurtenissenboom voor inspectie en onderhoudsmaatregelen



- I - inspectie
- F - falen tussen inspecties
- N - vervangen
- R<sub>i</sub> - reparatiemogelijkheid i

#### 9.9. Provisorische herstel/noodprocedures

Wanneer onacceptabel grote schade is geconstateerd, dient op korte termijn herstel of vervanging van het constructie-onderdeel plaats te vinden, waarbij men de kwaliteit weer terugbrengt op een acceptabel niveau. Indien dit tijdens het stormseizoen optreedt, kan dit aanleiding geven tot het volgen van een zogenaamd calamiteitenplan.

Bij het opstellen van een calamiteitenplan dient de beheerder zich in eerste instantie te richten op de mechanismen met een zeer progressief schadegedrag die direct tot falen van de waterkering kunnen leiden, zoals pijpvorming of afschuiven van het talud.

Kenmerkend voor het calamiteitenplan is dat er tijdelijk sprake is van een verhoogd risico. Naast de technische maatregelen om de faalkans weer naar het geëiste niveau terug te brengen, dienen ook tijdelijke maatregelen getroffen te worden om de gevolgen bij falen van de waterkering te beperken (bijvoorbeeld evacuatie van de bevolking in het bedreigde gebied).

## 10. LITERATUUR

- 1 Ditlevsen, O., Narrow Reliability Bounds for Structural Systems, Journal of Structural Mechanics, Vol. 1, No. 4, 1978.
- 2 Hallam, M.G., Heaf, N.I. and Wooton, I.R., Rationalization of Safety and Serviceability factors in Structural Codes, CIRIA Report No. 63, 1977.
- 3 Rubinstein, R.Y., Simulation and the Monte Carlo Method; Wiley Series in Probability and Mathematical Statistics, NY 1981
- 4 Schuessler, G.I., Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Munich 1981.
- 5 Stevenson, J. and Moses, F., Reliability of Frame Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Nov. 1970.
- 6 Thoft-Christensen, P. and Baker, M., Structural Reliability Theory and its Applications, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- 7 Vrouwenvelder, A. and Vrijling, J., Probabilistisch Ontwerpen, College-dictaat B3, Technische Universiteit Delft, faculteit der Civiele Techniek, 1985.
- 8 TAW-10 Interimrapport, probabilistisch ontwerpen van waterkeringen, 1985.
- 9 Reij, A.W.F. en A. van der Toorn, Optimaal beheer van kunstwerken, De Ingenieur nr. 4, april 1987.
- 10 Vrouwenvelder, A.C.W.M., JCSS Probabilistic Model Code: Assessment of Existing Structures, TNO-IBBC concept-report BI-88-048, Jan. 88.



- 11 Quelerij, L. de en A.J. van Seters, Inventarisatie normen en gedragsmodellen met betrekking tot onderhoud van waterkeringen en oeverbeschermingsconstructies, Fugro-D0470, CUR-A28/T066, april 1988.
- 12 Hald, A.  
"Statistical Theory with Engineering Applications". John Wiley and Sons, Inc., New York.
- 13 Benjamin, J.R. en Cornell, C.A.  
"Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers". McGraw Hill Book Company, New York.
- 14 Box, E.P. en Tiao, G.C.  
"Bayesian Inference in Statistical Analysis". Addison-Wesley Publishing Company, London, 1973.
- 15 Johnson Elderton, J.  
"Systems of Frequency Curves". Cambridge University Press, 1968.
- 16 Vrijling J.K.  
Enkele gedachten aangaande een aanvaardbaar risiconiveau in Nederland.  
TAW 10 rapport, oktober 1985
- 17 Deltacommissie  
Het economisch beslissingsprobleem inzake de beveiliging van Nederland tegen stormvloed. Rapport Deltacommissie, Den Haag 1960.
- 18 P.G. Kruitwagen, A.J. Wubs  
Gatgrootte-ontwikkeling bij dijkdoorbraak t.b.v. inundatieberekening  
30 juni 1987
- 19 P.G. Kruitwagen  
Inundatiemodel

- 20 E.C. Penning-RowSELL, J.P. Chatterton  
The benefits of flood alleviation  
Saxon House, Teakfield Ltd., Westmead (1987)
- 21 J.A. Duiser  
Een verkennend onderzoek naar methoden ter bepaling van de inundatie-  
schade bij dijkdoorbraak.  
TNO-MT rapport 82-0644
- 22 Rasmussen
- 23 Swain, Guttstein
- 24 GRASP
- 25 Hohenbichler, Rackwitz
- 26 J.J. van Weerden, J.P.F.M. Janssen, J.K. Vrijling  
Effect variatie opzetduren op de hoogwaterstanden in het noordelijk  
deltabekken.  
DBW/RIZA, nota 87-054, november 1987.

BIJLAGE I - BEGRIPPEN EN DEFINITIES

bedreiging

Een bedreiging is een oorzaak waardoor een waterkering zou kunnen falen of wijken. Hieronder kan worden verstaan een samenstel van belastingen, bijv. hoogwater, golven, verkeersbelasting etc.

beheer

Het geheel van activiteiten, op korte, middellange en lange termijn, dat erop gericht is de bestaande waterkering zijn functie(s) duurzaam te laten vervullen. Dit omvat naast de technische activiteiten (onderhoud) ook de bestuurlijke activiteiten (bv. vergunningenbeleid).

betrouwbaarheid

Maat voor veiligheid t.a.v. het overschrijden van grenstoestanden in een gegeven periode, uitgedrukt middels een kans op (niet) falen of (niet) bezwijken.

bezwijken

Onder bezwijken wordt verstaan, het zodanig vervormen van de constructie, dat de oorspronkelijke geometrie en samenhang verloren gaan. In het algemeen zal bezwijken gepaard gaan met een sterk verhoogde kans op falen. Het is echter ook goed denkbaar dat bezwijken optreedt maar falen achterwege blijft. Het omgekeerde kan zich voordoen bij overloop: de waterkering faalt wel maar bezwijkt niet.

bijzondere waterkering

Keerconstructie als damwand, kademuur.

bruikbaarheid

De mate waarin de waterkering kan voldoen aan de overige functies (weerstand tegen bezwijken).

calamiteitenplan

Plan waarin de noodmaatregelen en procedures zijn vastgelegd die van toepassing zijn bij een onacceptabele afname van de veiligheid. Dit omvat zowel maatregelen om de faalkans weer tot het gewenste niveau te brengen, als de tijdelijke maatregelen om de gevolgen bij een eventuele inundatie te beperken.

dijkring

Een gebied dat door een stelsel van waterkeringen beveiligd moet zijn tegen inundatie (in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoog water van de meren of bij een combinatie daarvan).

dijkvak

Een deel van de dijk dat wordt gekarakteriseerd aan de hand van technische randvoorwaarden die niet beïnvloedbaar zijn door het onderhoud, namelijk een min of meer eenduidig dwarsprofiel, uniformiteit ten aanzien van de ondergrond en de belastingen en het gebruik van de dijk.

dilatantie

Volumeverandering van grond als gevolg van schuifspanningsveranderingen.

duurzaamheid

Onder duurzaam wordt verstaan dat gedurende de referentieperiode aan alle eisen van veiligheid en bruikbaarheid blijvend wordt voldaan, dit kan bijvoorbeeld worden verzekerd door effectief onderhoud. Hierbij wordt gewezen op het bestand zijn van constructies tegen biologische-, chemische- en weersinvloeden en tegen veroudering.

element

Een element is onderdeel van een systeem. De betrouwbaarheid van het element zal bepaald worden door het samenstel van mechanismen in dat element.



faalkans

De kans dat de uiterste grenstoestand wordt overschreden.

falen

Een waterkering faalt als deze zijn functie niet meer kan vervullen. In het algemeen is dit het voorkomen van inundatie, d.w.z. het voorkomen van een overstroming van een beschermd gebied, gepaard gaand met verlies aan mensenlevens en/of schade aan goederen.

functionele eis

Voorschrift opdat de faalkans van de constructie voldoende klein is.

gedragsmodel

Mathematisch model waarmee de verandering van de kwaliteit van de constructie als functie van de tijd kan worden beschreven.

gevolg

De gevolgen van het overschrijden van een grenstoestand kunnen zijn: het inunderen van het te beschermen gebied (inundatiediepte, snelheid) en de schade (materieel en niet-materieel).

grenstoestand

Een combinatie van bedreigingen en mechanismen leidt met een bepaalde waarschijnlijkheid tot falen of bezwijken van de waterkering of van zijn onderdelen. De grens tussen falen en niet-falen of tussen bezwijken en niet-bezwijken, wordt aangeduidt met grenstoestand. Onderscheiden worden de uiterste grenstoestand (falen in de hoofdfunctie) en bruikbaarheidsgrenstoestand (falen op overige functies).

inspectie

Inwinnen, verwerken en interpreteren van informatie met het doel om momentane toestand van de waterkering vast te stellen.

inspectiesysteem

Systematische weergave van wat, waarom, waar en met welke methode en frequentie en door wie waarnemingen van de waterkering worden ingewonnen, opgeslagen, verwerkt en geïnterpreteerd.

interne erosie

Transport van materiaal binnen in een laag van een filter.

inundatie

Het onder water komen staan van een bepaald gebied.

kruip

Toenemende vervorming bij gelijkblijvende spanningen.

kunstwerk

Sluis, stuw, coupure, stormvloedkering.

kwaliteit

De mate waarin (een onderdeel van) de waterkering voldoet aan de functionele eisen (o.a. het bieden van voldoende veiligheid).

kwaliteitsborging

Het beoordelen en op peil houden van een kwaliteitssysteem en het kunnen aantonen dat het systeem aan de eisen voldoet.

kwaliteitssysteem

Het stelsel van vastgelegde bedrijfskundige procedures en regels dat ten doel heeft te verzekeren dat een produkt, proces of dienst aan de gestelde eisen voldoet.

legger

Verzameling technische en administratieve gegevens over een dijkvak.

mechanisme

Een mechanisme is gedefinieerd als de wijze waarop de constructie op bedreigingen respondeert.

monitoring

Continue vorm van inspectie (met behulp van registratieapparatuur).

norm

Geconcretiseerde functionele eis.

objecten

Hieronder worden objecten verstaan wiens primaire functie niet een waterkerende is, maar invloed op de betrouwbaarheid van de waterkering als geheel hebben. Voorbeelden zijn bruggen, pijpleidingen, tunnels, huizen, bomen en beplanting, windmolens, etc.

onderhoud

Technische activiteiten om functievervulling van de constructie gedurende de levensduur mogelijk te maken. Dit omvat naast de onderhoudsmaatregelen ook de inspectie.

onderhoudsmaatregel

Technische maatregel (bv. reparatie of vervanging van een constructie onderdeel) om functievervulling van de constructie gedurende de levensduur mogelijk te maken.

onderhoudsplan

Plan waarin de planning van de inzet aan personeel, materieel en materiaal is vastgelegd, nodig om de waterkering op het gewenste kwaliteitsniveau houden.

restlevensduur

Tijdsduur vanaf het moment van inspectie, waarna de schade een bepaald normniveau zal overschrijden.

risico

Het vermenigvuldigen van kans op falen met de schade levert het risico op:  
 $\text{risico} = \text{faalkans} * \text{gevolg}$ .

Voor optimaal ontwerpen is het essentieel dat gestreefd wordt naar een afweging tussen het risico aan de ene kant en de bouwkosten aan de andere kant.

scenario

Ontwikkeling van externe factoren.

schadegedrag

Verloop van de schade in de tijd, bij het overtreffen van de sterkte door de belasting.

schademechanisme

Fysisch proces dat de achteruitgang in kwaliteit van de waterkering bepaalt.

suffosie

Transport van materiaal tussen verschillende lagen van een filter.

toestandskenmerk

Hoofdgroep met samenhangende toestandsparameters.

toestandparameter

Een parameter die als functie van de tijd een specifieke (sterkte- of belasting)eigenschap van een (onderdeel van) de waterkering weergeeft, welke gerelateerd kan worden aan het falen van de waterkering.

veiligheid

De mate waarin een constructie kan voldoen aan de vereiste functie (weerstand tegen falen).

verweking

Het als gevolg van toenemende waterspanningen afnemen van de korrelspanningen en daardoor van de draagkracht van een materiaal.

verwerking

Het onder invloed van (bio)chemische reacties veranderen van de kwaliteit.

waterkering

Constructie met als doel het keren water; in het algemeen het voorkomen van inundatie.

waterkeringssysteem

Samenstel van waterkeringen, in lengte-richting zowel als in breedterichting, tesamen met eventuele vreemde objecten en kunstwerken.



BIJLAGE II - GEBRUIKTE SYMBOLEN

De eenheden moeten in overeenstemming zijn met NEN 998.

In deze norm zijn de volgende symbolen gebruikt voor probabilistische aspecten:

C	kosten
f	kansdichtheidsfunctie
F	Cumulatieve verdelingsfunctie/falen
L	likelihood
H	hypothese
P	kans
E( )	verwachtingswaarde
R	weerstandfunctie/capaciteit
S	belastingsfunctie/schade
u	standaard normaal verdeelde variatie
U	verenigingssymbool
V	variatiecoëfficiënt
$X_d$	rekenwaarde van de variabele X
$X_{rep}$	representatieve waarde van een variabele X
Z	betrouwbaarheidsfunctie
$\alpha_x$	invloedscoëfficiënt op variabele X
$\beta$	betrouwbaarheidsindex
$\gamma_x$	partiële factor voor variabele X
$\mu$	gemiddelde
$\sigma$	standaard afwijking
$\rho$	correlatiecoëfficiënt
$\Delta$	afstand of periode waarover een stochastisch proces constant $m\Delta$ worden verondersteld
$\Phi$	verdelingsfunctie normale verdeling

