



Technische
Adviscommissie voor de
Waterkeringen

C10314



21
22

2

10-5
12

BIBLIOTHEEK BOUWDIENST RIJKSWATERSTAAT
NR. C.10314 BDU

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

~~WBR 10 01160 BDU (1985)~~

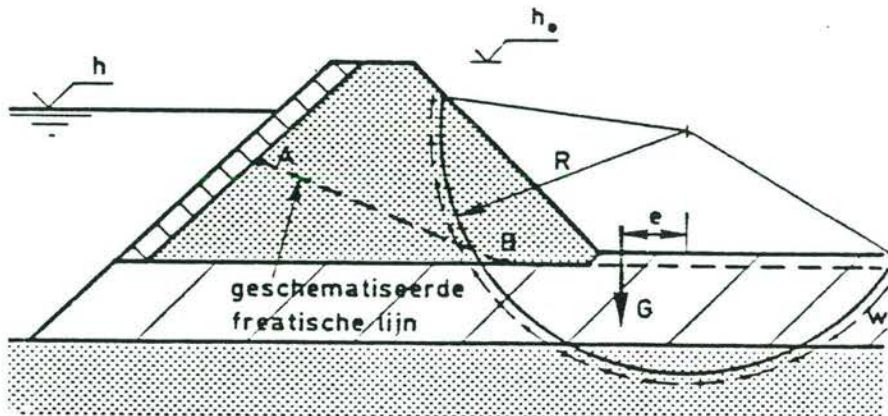
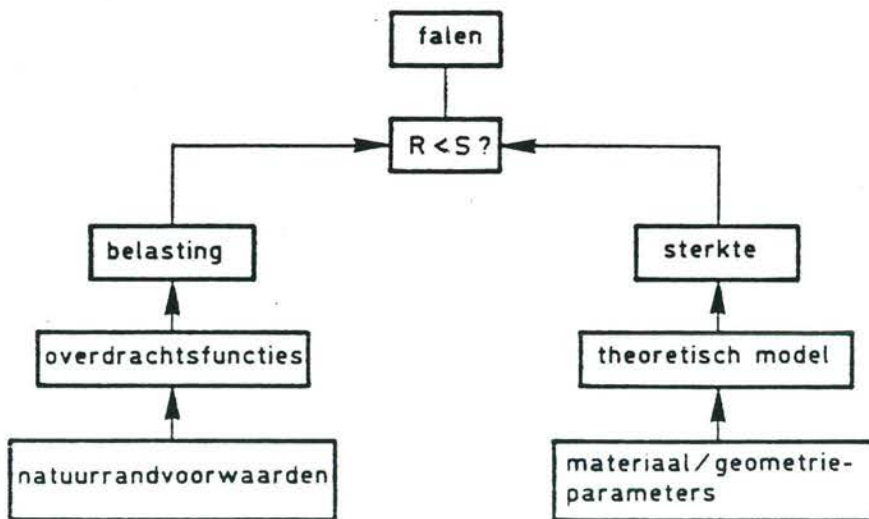
DI-18386

INTERIMRAPPORT TAW 10

PROBABILISTISCH ONTWERPEN
VAN WATERKERINGEN

oktober 1985

PROBABILISTISCH ONTWERPEN VAN WATERKERINGEN



INTERIMRAPPORT TAW 10

PROBABILISTISCH ONTWERPEN VAN WATERKERINGEN

Auteurs: ir. E.O.F. Calle (LGM)

ir. D. Dillingh (RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde)

ir. W. Meermans (THD)

ir. A.W.C.M. Vrouwenvelder (TNO-IBBC)

drs.ir. J.K. Vrijling (RWS, Dir. Sluizen en Stuwen)

ir. L. de Quelerij (RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde)

ir. A.J. Wubs (TNO-IBBC)

Oktober 1985.

VOORWOORD

Het ontwerpen van waterkeringen heeft de laatste decennia een grote ontwikkeling doorgemaakt. Vanouds werden de dijken puur op ervaring ontworpen. Uitgangspunt voor de kruinhoogte was de hoogst bekende waterstand.

De Deltacommissie deed een belangrijke stap in de ontwikkeling door met name voor het vaststellen van de maatgevende waterstand statistische technieken toe te passen. Er moest ontworpen worden op omstandigheden die nog niet waren voorgekomen. Toch is hier nog sprake van een deterministische ontwerpmethodiek: voor de diverse van belang zijnde parameters voor het ontwerp wordt een vaste waarde voor het ontwerp gekozen. Deze methodiek wordt nog steeds toegepast.

In de zeventiger jaren komt de probabilistische ontwerpmethode tot ontwikkeling: het stochastische karakter van de diverse belasting- en sterkteparameters wordt in rekening gebracht en het ontwerpen geschiedt op basis van een faalkansanalyse. Eerst in de constructieve sector, maar sedert het midden van de zeventiger jaren ook in de waterbouwkunde.

Werkgroep 10 "Probabilistische methode" van de TAW heeft tot taak deze ontwikkeling voor de waterkeringen toepasbaar te maken. Het uiteindelijke doel is een ontwerprecept voor waterkeringen op basis van een probabilistische ontwerpfilosofie, neergelegd in een TAW-leidraad.

Het voorliggende rapport heeft nog geenszins het karakter van een leidraad, maar geeft een overzicht van de ontwikkelingen in het onderzoek. Zoals uit deze nota zal blijken, is het beeld nog geenszins compleet en vertoont de benodigde kennis nog vele grijze of witte vlekken. Getracht wordt echter - waar dat mogelijk is - elementen van de probabilistische aanpak in de praktijk toe te passen. Als voorbeeld kunnen genoemd worden de "Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering" en de "Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken", beide van de TAW.

De in de nota gegeven rekenvoorbeelden moeten worden gezien als illustratie bij de ontwikkeling van de probabilistische aanpak. Zij dienen nog geenszins gelezen te worden als een operationeel ontwerprecept voor waterkeringen in de praktijk.

Moge deze rapportage een bijdrage leveren tot verbreiding van de kennis en de toepassing van de probabilistische ontwerpfilosofie bij waterbouwkundige werken in het algemeen en bij waterkeringen in het bijzonder.

Namens de leden van werkgroep 10 "Probabilistische methode" van de TAW,

de voorzitter, prof.ir. J.F. Agema.

<u>INHOUD</u>	blz.
SAMENVATTING	6
NOTATIES	12
1. INLEIDING	19
1.1 Aanleiding tot het onderzoek	19
1.2 De huidige ontwerppraktijk en haar tekortkomingen	20
1.3 Het principe van de risico-analyse en de voordelen daarvan	23
1.4 De interimrapportage van de studie van TAW 10	24
2. METHODEN EN DEFINITIES	26
2.1 De elementen van een risico-analyse	26
2.2 Berekeningen op niveau III, II en I	32
2.3 Serie- en parallelsystemen	43
2.4 De faalkans en de werkelijkheid	53
3. BEREKENING FAALKANSEN	55
3.1 Inleiding	55
3.1.1 Probleemanalyse	55
3.1.2 Indeling hoofdstuk 3	57
3.2 Overlopen en golfoverslag	58
3.2.1 Mechanisme overlopen	58
3.2.2 De betrouwbaarheidsfunctie voor overlopen	59
3.2.3 Mechanisme golfoverslag	62
3.2.4 De betrouwbaarheidsfunctie voor golfoverslag	62
3.2.5 Effect van het overschrijden van de grenstoestanden	71
3.3 Macro-instabiliteit	71
3.3.1 Mechanisme	71
3.3.2 De betrouwbaarheidsfunctie	76
3.3.3 In rekening te brengen spreiding van de probleemvariabelen	78
3.3.4 Effect van het overschrijden van de grenstoestand	79
3.3.5 Invloed van andere mechanismen op de macro-instabiliteit ...	80
3.3.6 Ontwikkeling freatische waterspanningen in een rivierdijk tijdens een hoogwatergolf	81

3.4	Micro-instabiliteit	82
3.4.1	Mechanisme	82
3.4.2	De betrouwbaarheidsfunctie	84
3.4.3	Effect van het overschrijden van de grenstoestand	85
3.5	Piping	87
3.5.1	Mechanisme	87
3.5.2	Betrouwbaarheidsfuncties	89
3.5.3	Effect van het overschrijden van de grenstoestand	95
3.6	Lengte-effect	96
3.6.1	Inleiding	96
3.6.2	Discrete dijksecties	96
3.6.3	Methoden op basis van een continu model	105
4.	BEREKENING VAN HET INUNDATIEVERLOOP	108
4.1	Inleiding	108
4.2	Berekening van het inundatieverloop bij gegeven bres in de overloop van een rivierdijk	109
4.2.1	Inundatiediepte en inundatiesnelheid	109
4.2.2	Basisvergelijkingen voor rivierafvoer en zijdelingse afvoer via een overlaat	110
4.2.3	Discrete benadering voor een zeer korte overlaat	113
4.2.4	Discrete benadering voor lange overlaten	114
4.2.5	Analytische benadering	116
4.3	Tijdsafhankelijkheid van bovenaanvoer en stroomgrootte	118
4.3.1	Vorm en duur van waterstanden bij hoogwaterafvoer	118
4.3.2	De vorming en ontwikkeling van een stroomgat	119
5.	BEREKENING VAN SCHADE BIJ GEGEVEN INUNDATIE	122
5.1.	Inleiding	122
5.2.	De factoren die de inundatieschade bepalen	123
5.3.	Het aantal doden bij een overstroming	125
5.4.	De materiële schade bij een overstroming	128
5.4.1	Indeling van goederen in categorieën	129
5.4.2	Schadefactoren	130

6.	CRITERIA BIJ HET ONTWERPEN	137
6.1.	Inleiding	137
6.2.	Het persoonlijk aanvaardbare risiconiveau	138
6.3.	Het maatschappelijk aanvaardbare risiconiveau	142
6.4.	Een visie op de normstelling	160
6.5.	Enkele praktische overwegingen bij de normstelling	164
7.	VOORBEELDBEREKENING	170
7.1.	Probleemstelling	170
7.2.	De stochastische variabelen	173
7.3.	De berekeningswijze	177
7.3.1	Optimaliseren van het dijkontwerp	177
7.3.2	Bouwkosten	178
7.3.3	De gekapitaliseerde schadeverwachting	178
7.3.4	Schade als functie van de inundatiediepte	179
7.3.5	De inundatiediepte	180
7.3.6	De kansdichtheidsfunctie voor de inundatiediepte	180
7.3.7	Rekenschema	181
7.4.	Resultaten per mechanisme	182
7.4.1	Overlopen	182
7.4.2	Macro-instabiliteit binnentalud	185
7.4.3	Piping	191
7.4.4	Micro-instabiliteit binnentalud	194
7.5.	De gecombineerde faalkans van de dijk	199
7.6.	Het optimale dijkontwerp	199
7.7.	Conclusies	200
8.	DE BETEKENIS VOOR DE PRAKTIJK	202
8.1.	Inleiding	202
8.2.	Eurocodes	203
8.3.	Leidraad Ontwerpen Rivierdijken	204
8.4.	TAW Leidraad Duinafslag	205
8.5.	Veiligheidsbeschouwing Sluis te Vlaardingen	206
8.6.	Stormvloedkering Oosterschelde	208
8.7.	Dijken rond de Oosterschelde (Barcon)	208
8.8.	Plan Lievense	210

9.	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	211
9.1.	Conclusies	211
9.2.	Aanbevelingen	212
	LITERATUURLIJST	215

SAMENVATTING

Als uitgangspunt voor het ontwerpen van zee- en rivierdijken in Nederland wordt een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie gehanteerd. Voor zeedijken is deze waterstand vastgelegd door de Delta-commissie in de zogenaamde ontwerppeilen en voor rivierdijken door de Commissie Rivierdijken in de waterstanden die behoren bij de maatgevende hoogwaterafvoer.

De kruinhoogte van de dijk wordt verkregen door bij de genoemde maatgevende waterstand, een waakhoogte (inclusief de golfoploop) op te tellen. De kruinhoogte van de dijk is echter slechts één van de kenmerkende grootheden van een dijkprofiel. De overige grootheden worden bepaald op grond van eisen met betrekking tot de stabiliteit, de aanleg, het onderhoud en het gebruik van de dijk.

De kans op het overschrijden van de maatgevende waterstand kan niet zonder meer worden gelijkgesteld aan de kans op inundatie.

Afhankelijk van de omstandigheden kan er middels de waakhoogte een grotere of kleinere reserve aanwezig zijn. Een ander punt is dat een waterkering op veel meer wijzen kan falen dan door overlopen of overslag alleen. Geconcludeerd kan dus worden dat bij de huidige ontwerpmethodede kans op inundatie in beginsel niet duidelijk vastligt. Voorts wordt opgemerkt dat in de huidige procedure de omvang van de schade onvoldoende tot zijn recht komt in de veiligheidsmarges die gehanteerd worden. Samenvattend kan worden gesteld dat de evenwichtigheid van het ontwerp op dit moment nog veel te wensen overlaat.

In het licht van het hierboven gestelde adviseerde de Raad van de Waterstaat aan de Minister van Verkeer en Waterstaat dat "bezien dient te worden of het mogelijk is te komen tot een maatstaf voor de beveiliging tegen overstromingen, gebaseerd op een risico-analyse van alle betrokken factoren". Door de Minister is dit punt voorgelegd aan de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW).

Op 20 maart 1979 werd door de TAW besloten werkgroep 10 "Probabilistische methode" in te stellen. De taakstelling van deze werkgroep is de

formulering van een nieuwe filosofie voor het ontwerpen van verantwoorde (d.i. veilige en economische) waterkerende constructies. Onder verantwoord ontwerpen wordt daarbij verstaan dat de totale kans op falen (of bezwijken) bekend en voldoende klein is en dat de bezwijkansen van de verschillende onderdelen van de constructie goed op elkaar zijn afgestemd.

Het voorliggende rapport geeft de stand van zaken van het onderzoek tot nu toe weer. In grote lijnen kan dit als volgt worden ingedeeld:

- a. bepaling van de faalkans van de dijk onder invloed van één faalmechanisme of een combinatie van faalmechanismen (hoofdstukken 2 en 3);
- b. bepaling van de inundatiediepte indien falen optreedt en de daarbij optredende schade (hoofdstukken 4 en 5);
- c. de bepaling van een aanvaardbaar risico-niveau (hoofdstuk 6);
- d. toepassing, zowel in een voorbeeldberekening als in de huidige praktijk (hoofdstukken 7 en 8).

Ter toelichting op deze onderdelen, het volgende:

ad a) bepaling van de faalkans

In hoofdstuk 2 wordt een korte samenvatting gegeven van de technieken uit de risico-analyse. Enkele hulpmiddelen als fouten- en gebeurtenisbomen worden belicht. Beschreven wordt hoe berekeningen op niveau I, II en III verlopen. Eveneens is aandacht besteed aan de combinatie van mechanismen en de theorie van serie- en parallelsystemen.

Om de faalkans van een dijk te kunnen berekenen moet een mathematische beschrijving beschikbaar zijn van het fysisch proces dat zich bij een faalmechanisme afspeelt. In deze studie zijn vijf faalmechanismen beschouwd, te weten:

- overlopen
- golfoverslag
- macro-instabiliteit binnentalud
- micro-instabiliteit binnentalud
- piping

Elk mechanisme is beschreven en er zijn uitdrukkingen gegeven om de betrouwbaarheidsfuncties te kunnen opstellen. Voor de eerste vier genoemde mechanismen beschrijven deze uitdrukkingen zo goed mogelijk de fysische werkelijkheid. Bij het mechanisme piping is gebruik gemaakt van het empirische criterium van Lane.

Bij het bepalen van de faalkans van een dijk speelt de lengte van de dijk ook een rol. Daarom is binnen het onderzoek aandacht besteed aan de invloed van dit lengte-effect. De vorderingen op dit punt verlopen echter nog maar langzaam.

ad b) bepaling inundatiediepte en inundatieschade

Een belangrijk element bij de risico-analyse is het gevolg van een eventuele inundatie. Bij het bepalen van de inundatiediepte wordt in dit rapport gebruik gemaakt van de formules voor de volkomen en onvolkomen overlaat. Behandeld zijn een korte overlaat in het geval van een dijkdoorbraak en een lange overlaat in het geval van overlopen. Naar de ontwikkeling van stroomgaten is in het kader van de studie geen theoretisch of experimenteel onderzoek verricht.

Voor een schatting van de schade bij gegeven inundatiediepte is een studie uitgevoerd naar de gevolgen van de stormvloed van 1953. Daaruit kunnen relaties worden afgeleid tussen de inundatiediepte enerzijds en het aantal doden en de materiële schade anderzijds. De materiële schade is onderverdeeld in:

- schade aan landbouwgebieden
- schade aan industriegebieden
- schade aan bebouwde terreinen (exclusief industriegebieden).

Enkele voorbeelden van schadeberekeningen zijn in het rapport opgenomen. Naast de inundatiediepte zijn er nog andere parameters die de schade eveneens beïnvloeden, zoals de inundatiesnelheid, de inundatieduur, de mogelijkheid tot redding en evacuatie. Hieraan is nog geen aandacht besteed.

ad c) aanvaardbaar risiconiveau

Het berekenen van de faalkans van een systeem van waterkeringen leidt al gauw tot de vraag welke kans of welk risico acceptabel is. Onder risico wordt verstaan het product van het gevolg (schade of aantal slachtoffers) en de kans erop. Het aanvaardbare risiconiveau is uit twee gezichtspunten behandeld:

- het persoonlijk aanvaardbare risiconiveau
- het maatschappelijk aanvaardbare risiconiveau

Bij het persoonlijk aanvaardbare risiconiveau speelt vooral de vraag een rol of het een vrijwillig of een onvrijwillig risico betreft.

Bij een vrijwillig risico wordt een afweging gemaakt tussen zowel het direct persoonlijk als maatschappelijk voordeel en het risico. Zowel de kans-component als de gevolg-component worden geschat op basis van eigen ervaring of door overlevering.

Bij een onvrijwillig risico kan een individu een afweging maken volgens zijn normstelsel, maar een bijstelling van de gemaakte keuze bij ongunstig gevolg ligt doorgaans buiten zijn invloedssfeer.

Wat betreft het maatschappelijk aanvaardbare risiconiveau voor een bepaald project, kunnen twee sporen worden gevolgd. Bij het eerste spoor wordt het vraagstuk geschematiseerd tot een mathematisch economisch beslissingsprobleem door alle gevolgen van de ramp in geld uit te drukken. Het dijkprofiel wordt zodanig gekozen dat de som van de bouwkosten, c.q. kosten voor de dijkverbetering en de gekapitaliseerde schadeverwachting een minimum is.

Een tweede spoor loopt via de ongevallenstatistiek. Hierbij wordt uitgegaan van de stelling dat het resultaat van een maatschappelijke afweging weerspiegeld wordt in de ongevallenstatistiek. Bij dit spoor tracht men aan deze statistiek een normstelling te ontleunen.

ad d) toepassing

Om ervaring op te doen met het ontwerpen op basis van een risico-analyse, is binnen het kader van deze studie een voorbeeldberekening uitgevoerd. Daartoe is gekozen voor het ontwerp van een rivierdijk bestaande uit een zandlichaam die aan de rivierzijde is afgedekt met een kleilaag. Bij de uitwerking van het voorbeeld is aan elf parameters een stochastisch karakter toegekend. De mathematisch-fysische modellen zijn opzettelijk eenvoudig gehouden, evenals het aantal beschouwde faalmechanismen, om de procedure in zijn geheel te kunnen afwerken.

Het optimale dijkprofiel is bepaald op basis van de som van de bouwkosten van de dijk en de gekapitaliseerde schadeverwachting. In eerste instantie is per mechanisme de faalkans en het optimale dijkprofiel bepaald. Vervolgens zijn de faalmechanismen gecombineerd. Door de aanwezigheid van de kleilaag op het buitentalud, spelen de mechanismen macro- en micro-instabiliteit van het binnentalud nauwelijks een rol. De kleilaag bleek, ondanks veronderstelde imperfecties, royaal in staat te zijn de waterstand binnen de dijk laag te houden. De overige twee beschouwde mechanismen, overlopen en piping, bepalen daarom de faalkans van de dijk. De optimale faalkans wordt gevonden bij een hoge dijk met flauwe taluds. Het flauwe talud wordt vereist door de benodigde kwellingte voor het mechanisme piping. Indien de kwellingte wordt vergroot door bijvoorbeeld de aanwezigheid van een uiterwaard voor de dijk, wordt het optimale dijkprofiel gevonden bij een hoge dijk met zo steil mogelijke taluds.

In het rapport is ook weergegeven wat de betekenis voor de praktijk is van het onderzoek. Aangegeven is dat in toenemende mate probabilistische benaderingen van bepaalde problemen plaatsvindt. Eveneens is vermeld dat reeds een aantal resultaten van de studie in de praktijk is toegepast. Te vermelden zijn in dit kader de TAW leidraden voor rivierdijken en duinafslag en het operationele beheer van de Oosterschelde Stormvloedkering.

Ten slotte worden in het rapport een aantal conclusies en aanbevelingen gegeven. Uit de conclusies blijkt dat een aantal resultaten van het onderzoek reeds in de praktijk wordt toegepast en dat naar verwachting lo-

pende het onderzoek steeds meer resultaten ter beschikking zullen komen. Voor het uitvoeren van een beoordeling van een complex waterkeringssysteem met behulp van een probabilistische benadering, zal echter nog veel inspanning nodig zijn. De werkgroep is van mening dat het onderzoek, ook mede gezien de behoefte vanuit de praktijk, voortgezet dient te worden. Daartoe wordt een aantal aanbevelingen gedaan. Onder meer wordt aanbevolen een verdere ontwikkeling van modellen voor faalmechanismen en het uitvoeren van berekeningen met deze modellen, rekening houdend met het lengte-effect en correlaties. Uit een gevoeligheidsanalyse van alle relevante factoren die betrokken zijn bij de kostenoptimalisatie kunnen vervolgens prioriteiten worden ontleend voor nader onderzoek.

NOTATIES

Sommige symbolen komen slechts in bepaalde hoofdstukken voor of hebben in bepaalde hoofdstukken een andere betekenis; het betreffende hoofdstuk is dan tussen haakjes aangegeven.

A	=	polderoppervlakte
$A_{(h)}$	=	polderoppervlakte op niveau h
A_o	=	constante
a	=	nepereringshoogte
a_o	=	constante
B	=	rivierbreedte
B	=	breedte deklaag binnendijks (hoofdstuk 3.5)
B_o	=	invloed van selches, buistoten en -oscillaties
b	=	overlaat- c.q. bresbreedte
b_k	=	kruinbreedte
b_s	=	slootbodembreedte
C	=	constante van Chézy
C_{BOUW}	=	bouwkosten van de dijk
C_L	=	creep ratio volgens Lane
C_{TOT}	=	totale kosten
C_b	=	glijcirkelboog
c	=	coëfficiënt afhankelijk van de grondsoort
c'	=	cohesie
c'_k	=	cohesie van klei
c'_z	=	cohesie van zand
$c_i(d)$	=	schadefactor voor goederencategorie i
c_o	=	constante
D	=	diepte voorland beneden NAP (hoofdstuk 3.2)
D	=	dikte watervoerend pakket (hoofdstuk 3.5)
D_{50}	=	korreldiameter waarbij 50 % van het gewicht van alle korrels kleiner is dan deze diameter
d	=	inundatiediepte

d_i	=	dikte van laag i
d_k	=	kleilaagdikte
d_{ks}	=	kleilaagdikte onder de slootbodem
$E(x)$	=	verwachtingswaarde van x
$E(s)$	=	gekapitaliseerde schadeverwachting
F, F_c	=	stabiliteitsfactor
$F_x(\zeta)$	=	cumulatieve verdelingsfunctie van x
$\bar{F}_x(\zeta)$	=	complement van $F_x(\zeta)$
f_b	=	bouwkosten van de dijk per volume-eenheid
$f_x(\zeta)$	=	kansdichtheidsfunctie van x
G_s	=	golfsteilheid
g	=	versnelling t.g.v. de zwaartekracht
g	=	groeivoet van de economie (hoofdstuk 6)
H_L	=	locale golfhoogte
H_s	=	significante golfhoogte
ΔH	=	verval
ΔH_m	=	kritiek verval bij modelproef
ΔH_p	=	kritiek verval bij prototypeproef
h	=	rivierwaterstand, evenwichtsdiepte
\hat{h}	=	topwaterstand bovenstrooms
h_A	=	aantastingshoogte
h_a	=	aanleghoogte kruin
h_b	=	afstand referentiepeil-rivierbodem
h_m	=	maaiveldniveau
h_n	=	aantastingshoogte
h_o	=	dijkhoogte
h_{oo}	=	huidige dijkhoogte
$h_{o.opt}$	=	optimale dijkhoogte
h_p	=	waterstand in de polder
h_{po}	=	diepste punt in de polder
h_s	=	de lokale rivierwaterstand (hoofdstuk 4)
h_s	=	afstand referentiepeil-slootbodem (hoofdstuk 7)

h_1	= rivierwaterstand bovenstrooms
h_2	= rivierwaterstand benedenstrooms
I	= totale investeringsbedrag
I'	= kosten per m dijkverhoging
I_b	= helling rivierbodem
I_b	= investering per werknemer per jaar in bedrijfstak b (hoofdstuk 5.4)
I_o	= mobilisatiekosten
I_w	= verhang van oppervlaktewater
i	= gradiënt van de stijghoogte c.q. verhang
k	= aantal malen de standaardafwijking tussen het gemiddelde en het geaccepteerde aantal slachtoffers (hoofdstuk 6)
k	= betrouwbaarheidsindex (hoofdstuk 6)
k_k	= doorlatendheid van klei
k_r, k_s	= aantal malen de standaardafwijking tussen het gemiddelde en de karakteristieke waarde van respectievelijk R en S
k_v	= verticale doorlatendheid
k_z	= doorlatendheid van zand
L	= overspanning
L'	= intreelengte
L_1	= breedte uiterwaard
L_2	= breedte dijkvoet
L_d	= dijk lengte
L_k	= kwel lengte
L_s	= golflengte
L_v	= vak lengte
M_a	= aandrijvend moment
M_p	= plastisch moment
M_t	= tegenwerkend moment
M_t^{\max}	= maximaal mobiliseerbaar moment M_t
m_i	= modelfactor
N	= levensduur

N_A	=	aantal plaatsen waar een onafhankelijke activiteit wordt uitgevoerd
N_{P_i}	=	aantal personen betrokken bij activiteit i
n	=	poriëngehalte (hoofdstuk 1, 7)
n	=	aantal elementen, moten, vakken, etc.
o	=	oorspronkelijke uittreehoogte
$P\{x\}$	=	kans op optreden van gebeurtenis x
P_b	=	produktiewaarde per werknemer in bedrijfstak b
$P_d f_i$	=	kans op een dode gegeven een ongeval ten gevolge van activiteit i
P_{f_i}	=	kans op een ongeval bij activiteit i
$P_{f_{opt}}$	=	optimale faalkans
$P_{f_{ac}}$	=	toelaatbare faalkans
Q_r	=	rivierafvoer
\hat{Q}_r	=	topafvoer
$Q_{r_{boven}}$	=	rivierafvoer bovenstrooms
$Q_{r_{beneden}}$	=	rivierafvoer benedenstrooms
Q_{r_o}	=	constante basisafvoer
$Q(t)_{tot}$	=	totaal zijdelings afgevoerd debiet op tijdstip t
$Q(t)$	=	zijdelings afvoerdebiet
q	=	belasting per m'
$q(s)$	=	locale zijdelingse afvoer
R	=	sterkte (hoofdstuk 2)
R	=	hydraulische straal (hoofdstuk 4)
R	=	straal glijcirkel (hoofdstuk 3.3)
R_k	=	karakteristieke waarde van R
r'	=	reële rentevoet (hoofdstuk 6)
S	=	effect van de belasting (hoofdstuk 2)
S	=	materiële schade
S_h	=	dieptelijn
S_k	=	karakteristieke waarde van S

S_o	=	constante
S_p	=	onzekerheid in S_v
S_v	=	stormvloedstand
s	=	ruimtelijke as langs de rivier (hoofdstuk 4)
s	=	schade (bij gegeven inundatiediepte) per oppervlakte-eenheid
s	=	waarde van een mensenleven (hoofdstuk 6)
s_{dir}	=	directe schade
s_{indir}	=	indirecte schade
s_{max}	=	maximale schade
s_o	=	beginlocatie van de zijdelingse overlaat
s_1	=	maximale woningschade per oppervlakte-eenheid
s_2	=	maximale landbouwschade per oppervlakte-eenheid
s_3	=	maximale industrieschade per oppervlakte-eenheid
T	=	duur van het hoogwater
T_o	=	begintijdstip hoogwaterafvoer
t	=	tijd
t_b	=	begintijdstip van inundatie
t_e	=	eindtijdstip van inundatie of volkomen overlaat
t_i	=	improductiviteitsperiode
t_o	=	begintijdstip zijdelingse afvoer
U	=	uniformiteitscoëfficiënt
u	=	waterspanning
V	=	variatiecoëfficiënt
V	=	gemiddelde stroomsnelheid (hoofdstuk 4)
V_1	=	gemiddelde stroomsnelheid bovenstrooms
W_b	=	aantal werkenden in bedrijfstak b
W_p	=	plastisch weerstandsmoment
W_{pn}	=	nominale waarde van W_p

X_i^0	=	de waarde van X_i in het design-point
Z	=	betrouwbaarheidsfunctie
Z_k	=	zetting van de ondergrond + klink dijklichaam
Z_r	=	relatieve zeespiegelrijzing
$Z_{2\%}$	=	2%-golfoploop
α	=	hoek van een talud
α	=	constante (hoofdstuk 6)
α_i	=	invloedscoëfficiënt van variabele i (hoofdstuk 2)
α_1	=	fractie bebouwde oppervlakte
α_2	=	fractie landbouwoppervlakte
α_3	=	fractie industrie-oppervlakte
β	=	betrouwbaarheidsindex
β	=	hoek van uittredende grondwaterstroming met de horizontaal (hoofdstuk 3.4.)
β	=	constante (hoofdstuk 6)
β^*	=	aangepaste β volgens Ditlevsen (hoofdstuk 2)
β^*	=	beleidsfactor (hoofdstuk 6)
γ	=	constante (hoofdstuk 6)
γ	=	volumegewicht
γ_m	=	partiële veiligheidsfactor voor materiaal
γ_n	=	volumegewicht van natte grond
γ_s	=	partiële veiligheidsfactor voor het effect van de belasting
γ_w	=	volumegewicht van water
δ	=	constante (hoofdstuk 6)
ϵ	=	schaalfactor
λ	=	spreidingslengte
λ_{eq}	=	equivalente lekfactor
$\mu_x, \mu(x)$	=	gemiddelde van x
μ_i^-	=	gemiddelde van i in het gebied $z_i < 0$ (hoofdstuk 2)

ρ	=	correlatiecoëfficiënt (hoofdstuk 2)
ρ	=	massadichtheid
ρ_k	=	massadichtheid van klei
ρ_w	=	massadichtheid van water
ρ_z	=	massadichtheid van zand
$\sigma_x, \sigma(x)$	=	standaardafwijking van x
σ_p	=	vloeispanning
σ_{pk}	=	karakteristieke waarde van σ_p
σ'_n	=	effectieve grondspanning
τ	=	schuifspanning
$\Phi_N()$	=	cumulatieve verdeling van de standaard normale verdeling
$\Phi(k)$	=	betrouwbaarheidseis (hoofdstuk 6)
ϕ	=	hoek van inwendige wrijving
ϕ_k	=	hoek van inwendige wrijving van klei
ϕ_z	=	hoek van inwendige wrijving van zand

1. INLEIDING

1.1 Aanleiding tot het onderzoek

Het uitgangspunt bij het ontwerpen van zee- en rivierdijken in Nederland is een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie. Voor de zeedijken zijn deze waterstanden vastgesteld door de Deltacommissie: de zogenaamde ontwerppeilen [1.1].

Door de Commissie Rivierdijken is aanbevolen "verbeteringen aan de rivierdijken te doen uitvoeren, zodanig dat waterstanden kunnen worden gecoördineerd die behoren bij een maatgevende Rijnafvoer te Lobith van 16.500 m³/s. Deze afvoer wordt overschreden met een frequentie van ongeveer 1/1250" [1.2]. Deze waterstanden worden de maatgevende hoogwaterstanden (MHW) genoemd.

De overschrijdingsfrequenties van ontwerppeilen en maatgevende afvoer worden in brede kring gezien als een norm voor de veiligheid van het beschermde gebied en geïnterpreteerd als inundatiekansen. Dit is echter alleen juist in het theoretische geval dat de dijk bezwijkt zodra het ontwerppeil of de MHW-stand wordt overschreden en daar beneden niet.

Door de Deltacommissie is duidelijk gesteld dat de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil niet gezien mag worden als een bezwijkfrequentie. Er zal bij een dijkontwerp conform de eisen van de Deltacommissie nog een belangrijke reserve aan veiligheid aanwezig zijn bij het optreden van het ontwerppeil. Een eventueel rampeil zal dan ook zeker hoger zijn dan het ontwerppeil. De Commissie Rivierdijken onderkent ook dat door tal van factoren de inundatiekans niet alleen wordt bepaald door de overschrijding van de maatgevende waterstand. Zij stelt dat het best zou kunnen zijn dat de dijk in de praktijk de maatgevende stand zeer veilig kan keren, maar dat het aan de andere kant ook niet uitgesloten lijkt dat de dijk bezwijkt bij standen beneden de maatgevende stand.

Wanneer alle mogelijke oorzaken van het falen van een dijk bij hoogwater zouden worden geïventariseerd en de bijbehorende kansen van optreden worden bepaald, dan zou in principe de kans op overstroming kunnen worden berekend. Omdat een dergelijke berekening destijds niet goed moge-

lijk was en ook op korte termijn niet verwacht mocht worden, zag de Commissie Rivierdijken (1973-1976) zich, in haar beschouwingen omtrent het gewenste veiligheidsniveau tegen overstroming, genoodzaakt de inundatiekansen vooralsnog gelijk te moeten stellen aan de overschrijdingskansen van de maatgevende afvoer.

Als maatstaf voor de beveiliging tegen overstroming is daarom in het rapport van de Commissie Rivierdijken de overschrijdingskansen van de afvoeren gehanteerd. Zij erkent echter dat dit een rekenschema is dat bij gebrek aan beter wordt aangehouden.

In het licht van het hierboven gestelde, is het niet verwonderlijk dat de Raad van de Waterstaat in zijn advies aan de Minister van Verkeer en Waterstaat over het rapport van de Commissie Rivierdijken de mening geeft, dat "bezien dient te worden of het mogelijk is te komen tot een maatstaf voor de beveiliging tegen overstromingen, gebaseerd op een risico-analyse van alle betrokken factoren".

Door de Minister is dit punt voorgelegd aan de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) met het verzoek om deze materie te bestuderen en hem terzake van advies te dienen.

Nadat eerst door een Voorwerkgroep een probleemstelling en een voorstel voor de aanpak van het probleem waren geformuleerd [1.3], werd op 20 maart 1979 door de TAW besloten werkgroep 10 "Probabilistische methode" in te stellen. De taakstelling van deze werkgroep is de formulering van een nieuwe filosofie voor het ontwerpen van verantwoorde (d.i. veilige en economische) waterkerende constructies. Onder verantwoord ontwerp wordt daarbij verstaan dat de totale kans op falen (of bezwijken) bekend en voldoende klein is, en dat de bezwijkkansen van de verschillende onderdelen van de constructie goed op elkaar zijn afgestemd. De nieuwe filosofie dient geldig te zijn voor waterkeringen in algemene zin, derhalve voor zowel zee-, rivier- en andere waterkeringen (waaronder boezemkaden).

1.2. De huidige ontwerppraktijk en haar tekortkomingen

Zoals in paragraaf 1.1. reeds werd gesteld is het huidige uitgangspunt voor elk dijkontwerp een waterstand die met een van te voren vastgestel-

de frequentie wordt overschreden. De kruinhoogte van een dijk wordt nu verkregen door bij deze waterstand de waakhogte op te tellen.

De waakhogte moet tenminste zo groot zijn dat de mate van golfoploop of -overslag een bepaalde vastgestelde waarde niet overschrijdt.

Indien geen noemenswaardige wateroverslag mag worden toegelaten, beveelt de Deltacommissie aan als maatstaf te nemen de golfoploop die door 2 % van het aantal golven wordt overschreden. De Deltacommissie gaat ervan uit dat de waakhogte, die nodig is voor golfoploop, nog een belangrijke reserve aan veiligheid zal geven wanneer het ontwerppeil wordt overschreden. Deze reserve wordt niet gekwantificeerd. De reserve is kleiner naarmate de voor golfoploop benodigde waakhogte geringer is. Om toch een gelijkwaardig systeem van veiligheid te verkrijgen wordt gesteld dat bij weinig of niet aan golfbeweging blootgestelde hoofdwaterkeringen de minimum waakhogte "tenminste enige decimeters" zal moeten bedragen.

De praktische waarde voor de waakhogte wordt uiteindelijk bepaald door toeslagen voor bui-oscillaties en buistoten, relatieve zeespiegelrijzing, zetting en klink. De waakhogte voor rivierdijken wordt in principe op dezelfde wijze bepaald, met alleen toeslagen voor zetting en klink. In de binnenkort verschijnende "leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken" van de TAW wordt echter niet uitgegaan van het 2 %-golfoploopcriterium voor de waakhogte, maar van een overslagcriterium, waarbij de toelaatbare hoeveelheid overslag afhankelijk wordt gesteld van de kwaliteit van het binnentalud. De minimum kruinhoogte bij rivierdijken dient voor opvang van scheepsgolven en de onzekerheid in de berekende waarde van de MHW-stand.

De kruinhoogte is slechts één van de kenmerkende grootheden van een dijkprofiel. De overige afmetingen en kenmerken van een dijkontwerp (taludhellingen, kruinbreedte, bermen) worden bepaald op grond van stabiliteitseisen en op grond van eisen van onderhoud, mogelijkheid tot aanleg en gebruik (bijvoorbeeld als verkeersdrager).

Bij de stabiliteitsberekeningen spelen naast de hydraulische randvoorwaarden de grondmechanische parameters (c' , ϕ , k , γ , n) een zeer belangrijke rol. De grootte van sommige van deze parameters is slechts met een beperkte graad van nauwkeurigheid voor een bepaald dijkvak vast te stellen. De toegepaste veiligheidsfactoren berusten voor een belangrijk deel op ervaring, traditie of gevoel.

Bij de huidige ontwerpmethodiek worden steeds per dijkvak of -traject de vereiste afmetingen vastgesteld. De totale dijkring (dijken, duinen, kunstwerken, vreemde objecten) waar het betreffende dijkvak deel van uitmaakt blijft, op een enkele uitzondering na [1.4], buiten beschouwing, evenals de karakteristieken van het beschermde gebied (maaiveldhoogte, oppervlakte, aantal inwoners, geïnvesteerd kapitaal). Een uitzondering hierop vormt de economische reductie van de Deltacommissie, toegepast op het basispeil (overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} per jaar) om tot het ontwerppeil te komen.

De tekortkomingen van de huidige ontwerpmethodiek kunnen als volgt worden samengevat.

- De verschillende vakken of trajecten van één dijkring geven niet à priori eenzelfde mate van veiligheid. In die gevallen waarin de laagste veiligheid maatgevend is, is dat economisch gezien, ongewenst. Omgekeerd zijn er situaties denkbaar waarin de faalkans van de dijkring gelijk is aan de som van de faalkansen voor de diverse vakken. In die gevallen kan het juist oneconomisch zijn om alle elementen dezelfde veiligheid te geven. Het is soms beter om de "goedkope" dijkvakken wat over en de "dure" wat onder te dimensioneren. De huidige ontwerp-praktijk gaat aan deze overwegingen geheel voorbij.
- Per dijkvak is geen sprake van een evenwichtig ontwerp t.a.v. de verschillende bezwijkmechanismen. Het is niet bekend welke van de bezwijkmechanismen de grootste bijdrage geeft aan de kans op falen van het dijkvak. Voor een verantwoord ontwerp is het gewenst dat deze bijdragen op evenwichtige wijze op elkaar worden afgestemd.
- De totale lengte van de dijkring heeft geen invloed op het ontwerp per dijkvak. Hoe langer de dijkring echter, hoe zwakker (afhankelijk van de mate van correlatie) naar verwachting de zwakste schakel.
- De omvang van de schade heeft geen invloed op het dijkontwerp.
- De werkelijke inundatiekans van het door een dijkring beschermde gebied is niet bekend, zodat er eigenlijk geen duidelijkheid is waarover de politici een uitspraak doen.

1.3. Het principe van de risico-analyse en de voordelen daarvan

Om te beoordelen of een technisch systeem (zoals bijvoorbeeld een dijk-ring) voldoet aan de door de maatschappij gestelde eisen t.a.v. de veiligheid en economie, kan gebruik worden gemaakt van risico-analytische methoden. Een dergelijke aanpak is reeds toegepast bij grootschalige nieuwe technische systemen, zoals kernenergie-centrales en installaties voor de aanlanding en vervoer van LPG.

De term "risico" draagt in zich de kans op een ongewenste gebeurtenis (explosie, inundatie) en de gevolgen van het optreden van die gebeurtenis (bijv. economische schade, aantal doden). In formulevorm wordt dit in het algemeen als volgt uitgedrukt: risico = kans x gevolgⁱ.

Voor de exponent i wordt meestal de waarde 1 gekozen, doch ook andere waarden komen voor.

Onder risico-analyse kan dan worden verstaan: de verzameling van activiteiten gericht op het kwantificeren van enerzijds de kans op het optreden van de ongewenste gebeurtenis en anderzijds de gevolgen van het optreden van die gebeurtenis.

De verschillende onzekerheden worden hierbij uitgedrukt in termen van waarschijnlijkheid. In hoofdstuk 2 wordt dit verder uitgewerkt.

Het voordeel van een dergelijke aanpak is:

- het technische systeem "dijk-ring" wordt als geheel geanalyseerd en beschreven;
- de componenten van het totale systeem en van de subsystemen kunnen beter op elkaar worden afgestemd (minder over- en onderdimensionering);
- de diverse onzekerheden in belasting en sterkte van het systeem en zijn subsystemen, worden op rationele wijze verwerkt in de beoordeling van de veiligheid van het systeem;
- er kan expliciet rekening worden gehouden met de kosten van verbetering van het systeem en de schadeverwachting per beschermd gebied. Dit kan leiden tot meer differentiatie van de veiligheid in het land;
- de politici verkrijgen meer duidelijkheid omtrent datgene waar zij uitspraken over moeten doen;
- er wordt inzicht verkregen in de gevoeligheid van de faalkans van het systeem voor de diverse onzekerheden. Hieruit volgt een prioriteit-

- stelling voor verder onderzoek ter verbetering van de beschrijving van het systeem en het verkleinen van onzekerheidsmarges;
- men verkrijgt een beter inzicht in de prioriteit voor het verbeteren van (onderdelen van) waterkeringssystemen.

1.4. De interimrapportage van de studie van TAW 10

Het onderhavige rapport beschrijft de resultaten van het tot dusver door TAW 10 uitgevoerde onderzoek, met het doel voor zichzelf de balans op te maken en de resultaten, zo mogelijk met aanbevelingen voor de huidige praktijk, in ruimere kring bekendheid te geven en bespreekbaar te maken.

In hoofdstuk 2 worden definities en analyse- en rekenmethodes beschreven die van belang zijn voor de risico-analyse.

Hoofdstuk 3 beschrijft de uitwerking van de faalkansberekening voor een aantal faalmechanismen, alsmede het effect van de lengte van een dijksectie op de faalkans ervan.

De hoofdstukken 4 en 5 hebben betrekking op de schadebepaling bij het optreden van de ongewenste gebeurtenis: inundatie. Hoofdstuk 4 schetst een methode voor het berekenen van het inundatieverloop van een polder die bedreigd wordt door een rivier. Hoofdstuk 5 gaat in op de schadebepaling bij gegeven inundatieverloop.

Hoofdstuk 6 beschrijft een aantal criteria waarop het systeem dijkring dient te worden beoordeeld en waarover uiteindelijk de politici uitspraken moeten doen.

In hoofdstuk 7 wordt een voorbeeldberekening van een fictieve dijkring beschreven, ten einde de grote lijn van de risico-analytische aanpak bij het dijkontwerp duidelijk te maken en problemen bij de uitvoering op te sporen.

Hoofdstuk 8 gaat in op hoe de werkgroep zich voorstelt dat haar studieresultaten in de praktijk worden toegepast en laat zien hoe haar gedach-

tengood reeds doorwerkt in de huidige praktijk.

Hoofdstuk 9 ten slotte geeft de conclusies van de verrichte studie en de aanbevelingen voor verder onderzoek.

De samenstelling van werkgroep 10 "Probabilistische methode" van de Technische Adviescommissie voor de waterkeringen ten tijde van het opmaken van dit rapport, was als volgt:

Voorzitter: prof. ir. J.F. Agema (Adviseur)

Secretaris: ir. D. Dillingh (RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde)

leden: ir. W.T. Bakker (RWS, Dienst Getijdewateren)

ir. E.O.F. Calle (LGM)

ir. A.M. de Graauw (PW Zeeland)

ir. A. Hoekstra (RWS Dienst Getijdewateren)

ir. R.A.J. de Kock (PW Zuid-Holland)

ir. P.C. Mazure (RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde)

ir. W. Meermans (THD)

ir. L. de Quelerij (RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde)

ir. A.W.C.M. Vrouwenvelder (TNO-IBBC)

drs.ir. J.K. Vrijling (RWS, Dir. Sluizen en Stuwen)

ir. P.J.J. Willems (WS Salland)

2. METHODEN EN DEFINITIES

2.1 De elementen van een risico-analyse

De studie van de veiligheid van constructies concentreert zich rond de begrippen falen en bezwijken. Alhoewel de beide begrippen in het spraakgebruik vrijwel dezelfde betekenis hebben is het toch nuttig een duidelijk onderscheid te maken:

Een kunstwerk faalt als het één van zijn belangrijkste functies niet meer kan vervullen. Bij een waterkering is deze functie in het algemeen 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.

Een constructie of constructie-onderdeel bezwijkt als daarin zodanig grote vervormingen optreden, 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, bijvoorbeeld een dijkval bij een langdurige periode van laag water. Het omgekeerde kan zich voordoen bij overloop: de waterkering faalt wel maar bezwijkt niet.

Het doel van het ontwerpen van een waterkering is te komen tot een constructie die gedurende de bouwfase en de voorgenomen levensduur een voldoende lage waarschijnlijkheid bezit met betrekking tot falen of bezwijken. Ten einde tot een zo goed mogelijk oordeel daarover te komen wordt een risico-analyse (zie figuur 2.1.1) uitgevoerd. De drie hoofdelementen van de risico-analyse zijn:

bedreiging - mechanisme - gevolg

Een risico-analyse begint met een inventarisering van de bedreigingen en mechanismen. Een mechanisme is gedefinieerd als de wijze waarop de constructie op bedreigingen respondeert. Een combinatie van bedreigingen en mechanismen leidt met een bepaalde waarschijnlijkheid tot het falen of



Fig. 2.1.1. Elementen van de risico-analyse.

bezwijken van de waterkering of van zijn onderdelen. De grens tussen falen en niet-falen, of tussen bezwijken en niet-bezwijken, duidt men algemeen aan met grenstoestand. Onderscheiden worden de uiterste grenstoestanden (Ultimate Limit States; bezwijken of falen in de hoofdfuncties) en bruikbaarheidsgrenstoestanden (Service-ability Limit States; falen op overige functies).

Tenslotte moeten de gevolgen van het falen of bezwijken in kaart worden gebracht. Bij het falen van de kering als geheel gaat het om het vaststellen van de inundatiekenmerken (inundatiediepte, snelheid van inundatie) en van een schatting van de materiële en niet-materiële schade. Het vermenigvuldigen van de kans op falen met de schade levert het risico op. Voor optimaal ontwerpen is het essentieel dat gestreefd wordt naar een afweging tussen het risico aan de ene kant en de bouwkosten van een waterkering aan de andere kant.

Bij het beoordelen van de veiligheid van een waterkering is het van groot belang dat men oog heeft voor het systeem als geheel. Een waterkering is opgebouwd uit vele onderdelen, die elk weer een veelheid aan bedreigingen

en mechanismen kunnen vertonen. Het bezwijken van onderdeel A kan op zijn beurt een bedreiging zijn voor onderdeel B. Het falen van sommige onderdelen leidt direct tot falen van het systeem (serieschakeling), in andere gevallen kunnen onderdelen elkaar compenseren (parallelschakeling). Een goed hulpmiddel om ordening aan te brengen in de vele bedreigingen, mechanismen en onderdelen zijn diagrammen als foutenbomen en gebeurtenissenbomen (zie figuur 2.1.2).

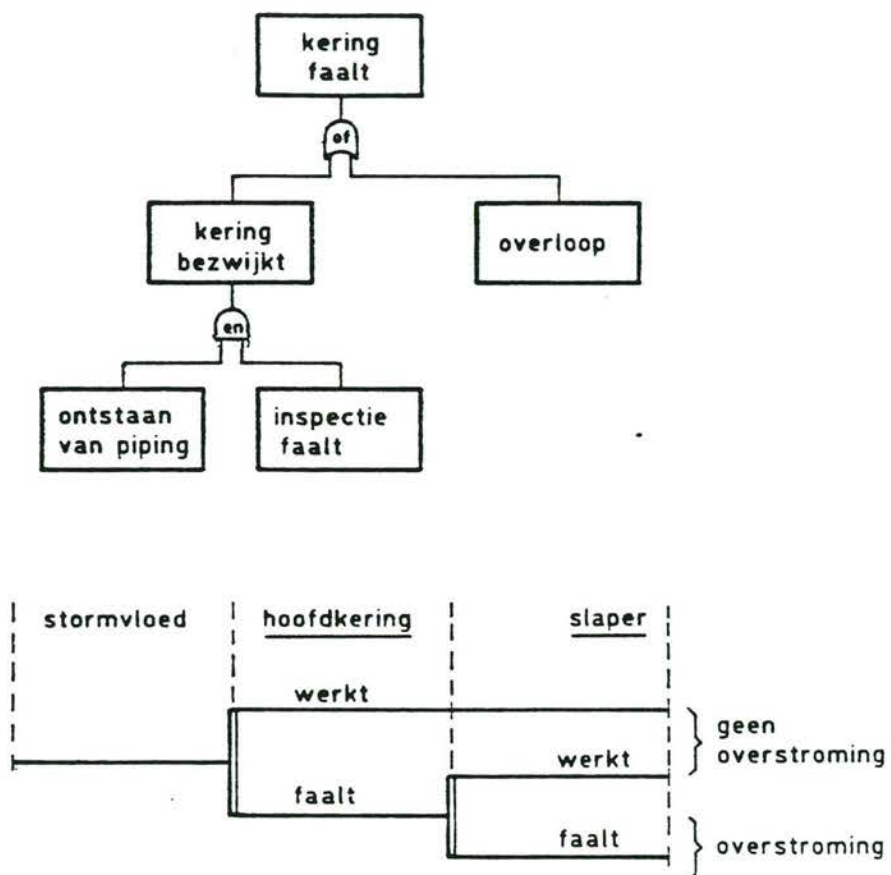


Fig. 2.1.2: Voorbeelden van een foutenboom en gebeurtenissenboom.

Bij een gebeurtenissenboom werkt men vanuit een ongewenste begin-gebeurtenis (falen van een component, brand, menselijke fout) naar de reacties van het systeem en de gevolgen. Een foutenboom werkt in omgekeerde richting: uitgaande van een ongewenste gebeurtenis wordt geanalyseerd hoe deze mogelijk veroorzaakt kan zijn. Bij het tekenen van foutenbomen wordt

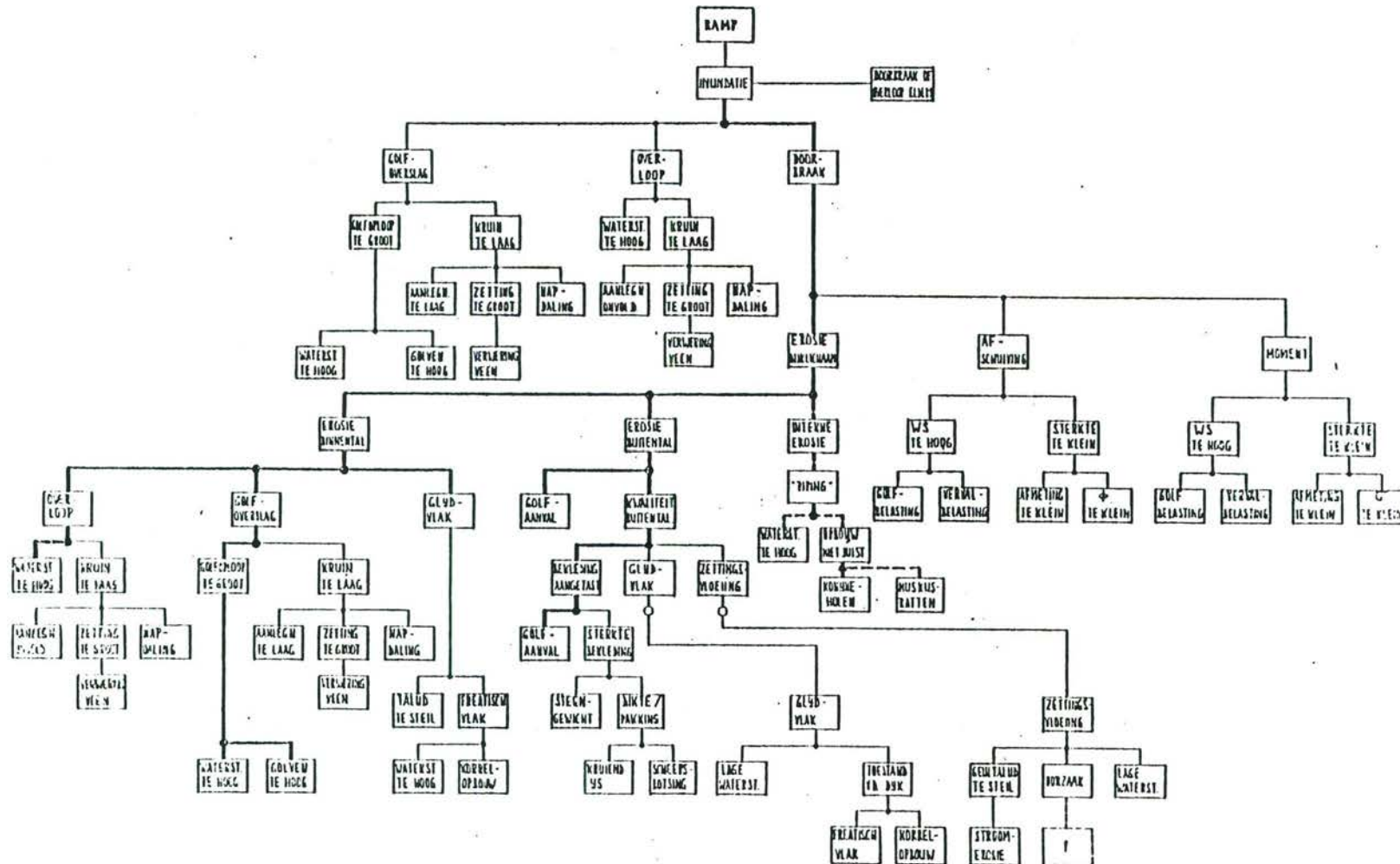


Fig. 2.1.3: Foutenboom voor een waterkering.

gebruik gemaakt van symbolen als EN-poorten en OF-poorten. De theorie voor de berekening van deze poorten wordt gegeven in paragraaf 2.4. De EN-poort correspondeert met een parallelsysteem en de OF-poort met een serie-systeem. Figuur 2.1.3 geeft een voorbeeld van een foutenboom voor een waterkering in het algemeen.

Het nadeel van gebeurtenissenbomen en foutenbomen is dat deze nogal streng gereguleerd zijn. Bij een gebeurtenissenboom mogen takken in principe niet worden samengevoegd en bij een foutenboom kan men takken niet splitsen. Verder is het systeem nogal binair van aard: een gebeurtenis treedt op of niet. In de civiele techniek komen echter nogal veel problemen voor met een meer continu karakter. Een alternatief voor fouten- en gebeurtenissenbomen dat tegemoet komt aan de genoemde bezwaren zijn de zogenaamde Cause-Consequence-Charts (zie figuur 2.1.4).

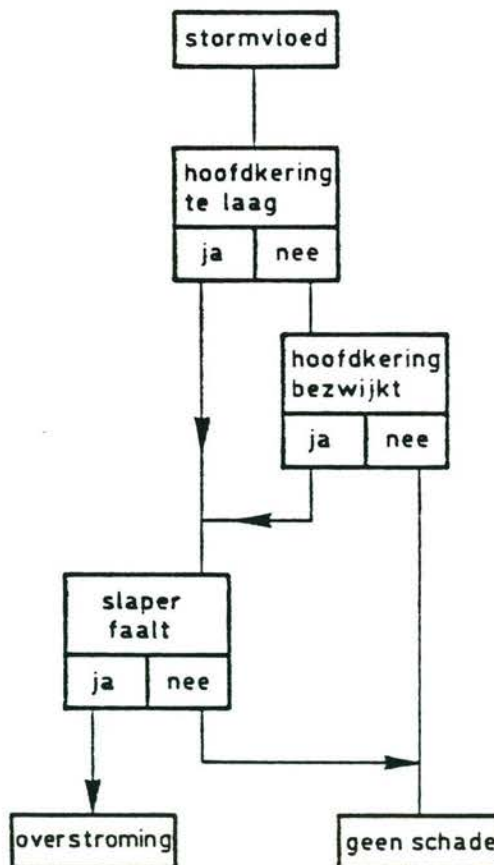


Fig. 2.1.4: Eenvoudig voorbeeld van een cause-consequence-chart.

Opgemerkt moet worden dat alle genoemde technieken meer een registrerende functie hebben dan een genererende. Het bedenken wat er kan misgaan en hoe blijft de verantwoordelijkheid van de ontwerpers, en wel een heel belangrijke. Vaak wordt gesteld dat het denken aan een bedreiging of een mechanisme belangrijker is dan de gehele analyse die daarop volgt. Hulpmiddelen bij het inventariseren van faaloorzaken zijn databanken, literatuurstudies, interviews, bestudering van schadegevallen, brainstormsessies, ervaringen met soortgelijke constructies, enz. Voor vaak voorkomende constructies zijn de meeste bedreigingen en mechanismen vastgelegd in richtlijnen en handboeken.

Om te komen tot de vaststelling van de kans op falen door een bepaald mechanisme staan in beginsel twee wegen open. Men kan direct de kans schatten op grond van ervaring of intuïtie. Een andere mogelijkheid is om een probabilistische faalkansberekening uit te voeren. Een vereiste daarbij is dat men beschikt over een rekenmodel voor het mechanisme. Op grond daarvan stelt men met betrekking tot de beschouwde grenstoestand een zogenaamde betrouwbaarheidsfunctie Z op, en wel zodanig dat negatieve waarden van Z corresponderen met falen en positieve waarden met niet-falen (zie figuur 2.1.5). De kans op falen is daarmee symbolisch te noteren als $P\{Z < 0\}$. De betrouwbaarheidsfunctie is een functie van een aantal variabelen, zoals de waterstand, de kruinhoogte, de hoek van inwendige

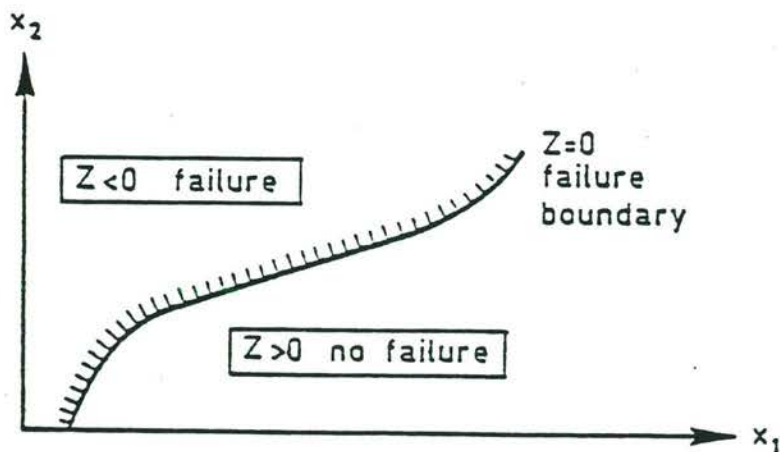


Fig. 2.1.5: Definitie van de "failure boundary" $Z = 0$.

wrijving, enz. De variabelen met een stochastisch karakter worden meestal de basisvariabelen genoemd.

Voor het bepalen van de kans op falen bij een gegeven betrouwbaarheidsfunctie en gegeven statistische kenmerken van de basisvariabelen staan verschillende technieken tot onze beschikking.

Ter classificering van deze technieken worden de volgende niveaus onderscheiden:

Niveau III: Dit zijn berekeningen, waarbij de volledige kansdichtheidsfuncties van de stochastische variabelen in rekening worden gebracht en exact rekening wordt gehouden met het eventueel niet-lineaire karakter van de betrouwbaarheidsfunctie.

Niveau II: Deze categorie omvat een aantal benaderende methoden, waarbij het probleem wordt gelineariseerd en alle kansdichtheidsfuncties worden vervangen door kansdichtheidsfuncties van normale verdelingen.

Niveau I: Deze berekeningen zijn gebaseerd op karakteristieke waarden en (partiële) veiligheidsfactoren.

Strikt genomen geeft de niveau I berekening geen kans op bezwijken. Wel kan men met deze methode controleren of aan een gedefinieerd veiligheidsniveau wordt voldaan. Dit type berekening is met name geschikt voor de dagelijkse praktijk. De verschillende niveaus en hun onderlinge relatie zullen worden behandeld in paragraaf 2.2.

2.2 Berekeningen op niveau III, II en I

In veel gevallen is het falen van een constructie te herleiden tot het vergelijken van twee grootheden: de capaciteit of sterkte R en de belasting of het belastingeffect S . De betrouwbaarheidsfunctie is dan te schrijven als:

$$Z = R - S \tag{2.2.1}$$

Op niveau III wordt (als R en S onafhankelijk zijn) de kans op falen gegeven door de formule (zie ook figuur 2.2.1):

$$P\{Z < 0\} = \iint_{r < s} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (2.2.2)$$

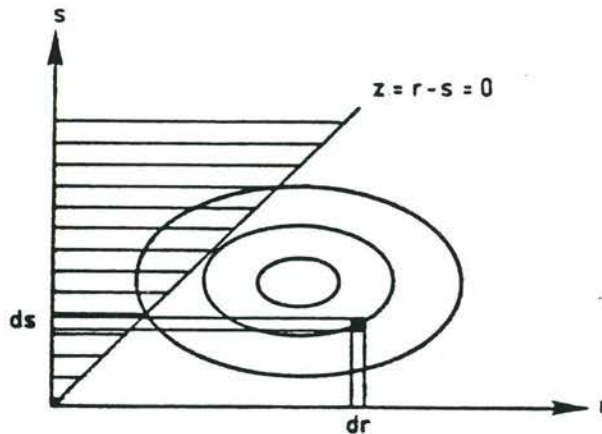


Fig. 2.2.1: Hoogtelijnenkaart voor het produkt $f_R(r)f_S(s)$; het gearceerde gebied is het faaldomein $r < s$.

Hierbij is $f_R(r)$ de kansdichtheidsfunctie voor R en $f_S(s)$ de kansdichtheidsfunctie voor S. Het produkt $f_R(r) f_S(s) dr ds$ 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 'sterkte lager dan belasting' op te tellen (te integreren) verkrijgt men de kans op falen.

De dubbelintegraal in formule (2.2.2) kan via partiële integratie eenvoudig worden herleid tot een enkelvoudige integraal:

$$\begin{aligned} P\{Z < 0\} &= \int_0^\infty \left\{ \int_0^s f_R(r) dr \right\} f_S(s) ds = \\ &= \int_0^\infty F_R(s) f_S(s) ds \end{aligned} \quad (2.2.3)$$

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

$$P\{Z < 0\} = \int_0^{\infty} \{1 - F_S(r)\} f_R(r) dr \quad (2.2.4)$$

Welke formulering men kiest kan men laten afhangen van de aard van het probleem. Meestal zijn R en S op hun beurt functies van andere (basis)-variabelen, zoals weergegeven in figuur 2.2.2. De betrouwbaarheidsfunctie wordt dan algemeen gegeven door:

$$Z = z(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.2.5)$$

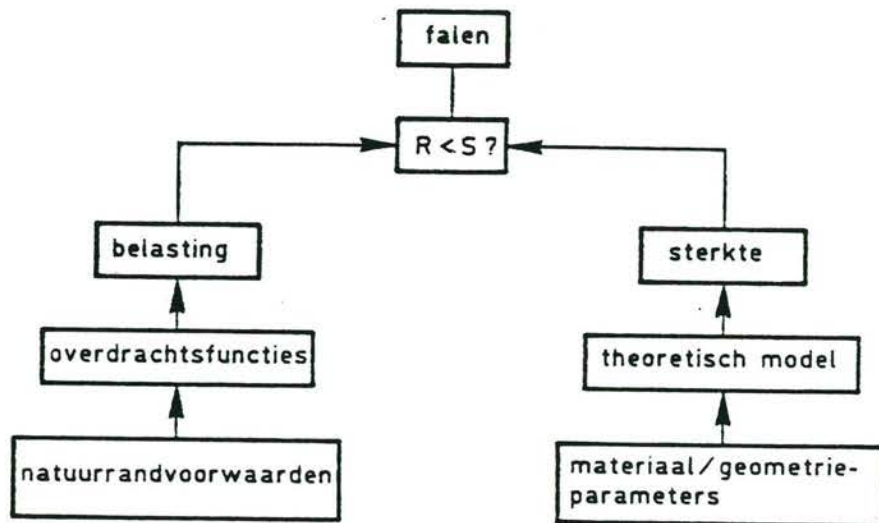


Fig. 2.2.2: Algemeen betrouwbaarheidsprobleem.

Voor dit algemene geval luidt het equivalent van formule (2.2.2):

$$P\{Z < 0\} = \iint \dots \int_{z(\underline{X}) < 0} \prod_{i=1}^n f_{X_i}(x_i) dx_i \quad (2.2.6)$$

Verondersteld is dat de variabelen X_i onafhankelijk zijn. Formule 2.2.6 maakt duidelijk dat het bepalen van een faalkans op niveau III neerkomt op het uitrekenen van een n-voudige integraal, waarbij n het aantal stochastische variabelen is. Zelfs met de moderne computers blijkt dat ech-

ter een te omvangrijk probleem als n groter wordt dan 5 of 6. In sommige gevallen kan een Monte Carlo Simulatie nog uitkomst bieden (met name bij eenvoudige betrouwbaarheidsfuncties en niet te lage faalkansen). Meestal echter is het verstandig om over te stappen op de benaderingen volgens niveau II.

Voor een introductie van de berekeningen op niveau II gaan we terug naar een eenvoudige betrouwbaarheidsfunctie $Z = R - S$ volgens formule (2.2.1). Voor een uitgebreide bespreking van de methode wordt overigens verwezen naar de literatuur [2.1, 2.2, 2.3, 2.4]; hier beperken we ons tot een korte samenvatting. Veronderstel dat R en S beide een normale verdeling hebben. De waarschijnlijkheidsrekening leert dan, dat ook Z een normale verdeling heeft. Het gemiddelde en de standaardafwijking van Z kunnen gevonden worden via:

$$\mu(Z) = \mu(R) - \mu(S) \quad (2.2.7)$$

$$\sigma^2(Z) = \sigma^2(R) + \sigma^2(S) \quad (2.2.8)$$

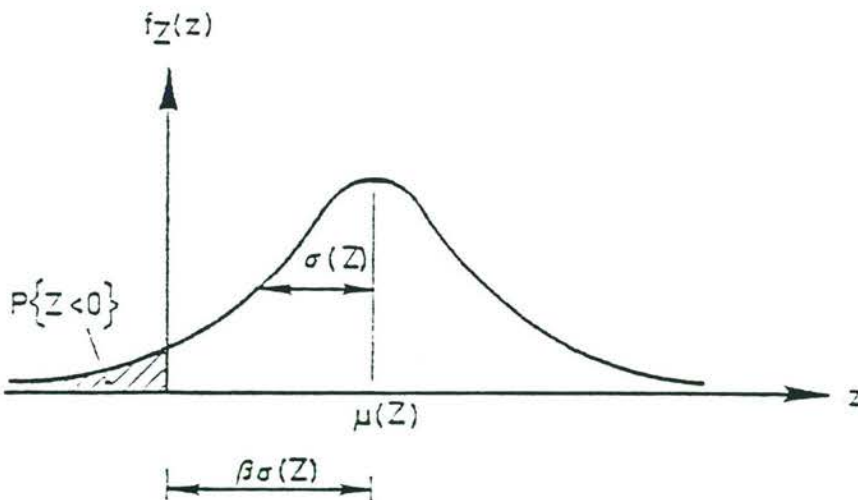


Fig. 2.2.3: Kansdichtheidsfunctie van de betrouwbaarheidsfunctie $Z = R - S$; definitie van de betrouwbaarheidsindex β .

De kans op falen van de constructie volgt dan uit (zie ook figuur 2.2.3):

$$P\{Z < 0\} = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz = \Phi_N(-\beta) \quad (2.2.9)$$

$$\beta = \mu(Z)/\sigma(Z) \quad (2.2.10)$$

Hierin is $f_Z(z)$ de kansdichtheidsfunctie van Z , $\Phi_N(-\beta)$ is de verdelingsfunctie van de standaard normale verdeling en β is de zogenaamde betrouwbaarheidsindex. De functie $\Phi_N(-\beta)$ moet worden opgezocht in tabel 2.2.1.; voor waarden van $\beta > 2$ kan $\Phi_N(-\beta)$ goed benaderd worden met:

$$\Phi_N(-\beta) = \frac{1}{\beta\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{\beta^2}{2}\right\} \quad (2.2.11)$$

Merk op dat, afgezien van het eventueel gebruik van formule (2.2.11), de niveau II analyse voor het beschouwde geval een exact antwoord oplevert.

In het algemeen geval 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 de linearisering plaats vindt via een Taylor-reeksontwikkeling in een punt $X_i = X_i^0$:

$$Z = Z(X_1^0 \dots X_n^0) + \sum_{i=1}^n (X_i - X_i^0) \left\{ \frac{\partial Z}{\partial X_i} \right\}^0 \quad (2.2.12)$$

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:

$$\mu(Z) = Z(X_1^0 \dots X_n^0) + \sum_{i=1}^n (\mu(X_i) - X_i^0) \left(\frac{\partial Z}{\partial X_i} \right)^0 \quad (2.2.13)$$

$$\sigma^2(Z) = \sum_{i=1}^n \left\{ \sigma(X_i) \left(\frac{\partial Z}{\partial X_i} \right)^0 \right\}^2 \quad (2.2.14)$$

De kans op falen wordt wederom gegeven door:

$$P\{Z < 0\} = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz = \Phi_N(-\beta) \quad (2.2.15)$$

Tabel 2.2.1: Cumulatieve verdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling.

β	$\Phi_N(\beta)$	β	$\Phi_N(\beta)$	β	$\Phi_N(\beta)$
0,0	0,50				
- 0,1	0,46	- 1,1	0,14	- 2,1	$0,18 \cdot 10^{-1}$
- 0,2	0,42	- 1,2	0,13	- 2,2	0,14
- 0,3	0,38	- 1,2	0,10	- 2,3	0,11
- 0,4	0,34	- 1,4	$0,81 \cdot 10^{-1}$	- 2,4	$0,82 \cdot 10^{-2}$
- 0,5	0,31	- 1,5	$0,67 \cdot 10^{-1}$	- 2,5	0,62
- 0,6	0,27	- 1,6	$0,55 \cdot 10^{-1}$	- 2,6	0,47
- 0,7	0,24	- 1,7	$0,45 \cdot 10^{-1}$	- 2,7	0,35
- 0,8	0,21	- 1,8	$0,36 \cdot 10^{-1}$	- 2,8	0,26
- 0,9	0,18	- 1,9	$0,29 \cdot 10^{-1}$	- 2,9	0,19
- 1,0	0,16	- 2,0	$0,23 \cdot 10^{-1}$	- 3,0	0,13

β	$\Phi_N(\beta)$	β	$\Phi_N(\beta)$	β	$\Phi_N(\beta)$
- 3,1	$0,97 \cdot 10^{-3}$	- 4,1	$0,21 \cdot 10^{-4}$	- 5,1	$0,17 \cdot 10^{-6}$
- 3,2	0,67	- 4,2	0,13	- 5,2	0,10
- 3,3	0,48	- 4,3	$0,79 \cdot 10^{-5}$	- 5,3	$0,58 \cdot 10^{-7}$
- 3,4	0,33	- 4,4	0,48	- 5,4	0,33
- 3,5	0,23	- 4,5	0,34	- 5,5	0,19
- 3,6	0,16	- 4,6	0,21	- 5,6	0,11
- 3,7	0,11	- 4,7	0,13	- 5,7	$0,60 \cdot 10^{-8}$
- 3,8	$0,72 \cdot 10^{-4}$	- 4,8	$0,79 \cdot 10^{-6}$	- 5,8	0,33
- 3,9	0,48	- 4,9	0,48	- 5,9	0,18
- 4,0	0,32	- 5,-	0,29	- 6,0	$0,99 \cdot 10^{-9}$

$$\beta = \mu(Z)/\sigma(Z) \quad (2.2.16)$$

Als men voor X_i^0 de gemiddelden van X_i kiest, spreekt men van "mean value" benadering. Een nauwkeuriger benadering ontstaat echter door X_i^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 (zie figuur 2.2.4). Het ontwerppunt wordt gegeven door:

$$X_i^0 = \mu(X_i) - \alpha_i \beta \sigma(X_i) \quad (2.2.17)$$

$$\alpha_i = \frac{\sigma(X_i)}{\sigma(Z)} \frac{\partial Z}{\partial X_i} \quad (2.2.18)$$

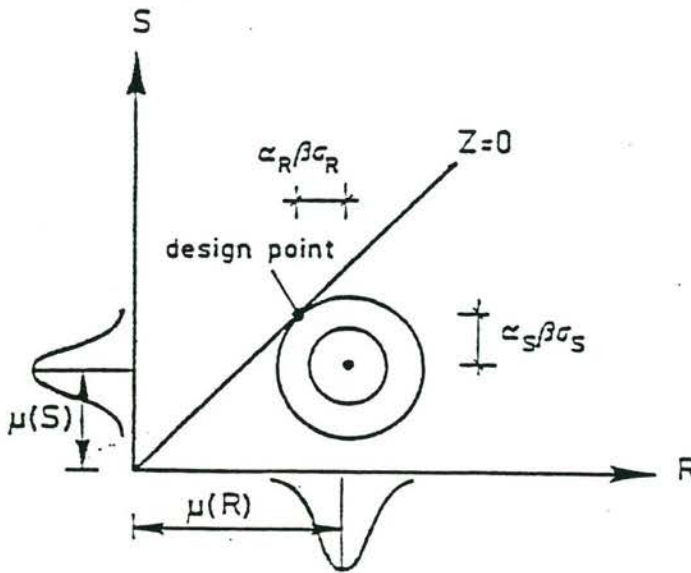


Fig. 2.2.4: Definitie van het ontwerppunt als het punt op de failure boundary met de grootste kansdichtheid.

Het probleem is echter dat het ontwerppunt niet direct kan worden bepaald (behalve als Z lineair is) en dat daarom geïtereerd moet worden. Een eenvoudig iteratie-schema daarvoor luidt als volgt:

- {1} Begin met $X_i^0 = \mu(X_i)$ (mean value)
- {2} Bereken $\mu(Z)$ en $\sigma(Z)$
- {3} Bepaal β
- {4} Bepaal X_i^0
- {5} Herhaal stap {2} t/m {4} tot convergentie is bereikt
- {6} Controleer of $Z^0 \approx 0$
- {7} Bepaal $P\{Z < 0\}$

Deze methode werkt goed zolang Z niet al te zwaar niet-lineair is.

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 (figuur 2.2.5).

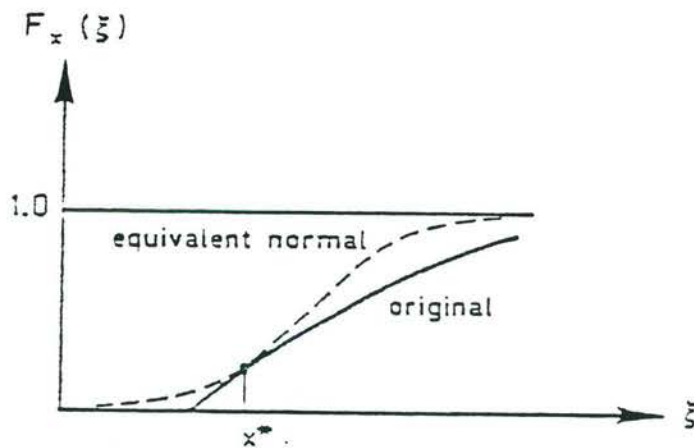


Fig. 2.2.5: Een niet-normale verdeling (getrokken lijn) kan worden vervangen door een normale verdeling met dezelfde waarde voor de verdelingsfunctie F en dezelfde waarde voor de dichtheidsfunctie $f = dF/dx$ in het ontwerppunt $\xi = X^0$.

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 en we kunnen daarom X vervangen door $\exp(Y)$, waarbij Y een normale verdeling heeft.

Naast de berekeningen op niveau III en II zijn er ook nog de berekeningen op niveau I. Voor het basisgeval (sterkte R , belasting S) wordt op niveau I van een constructie minimaal geeist dat voldaan wordt aan:

$$\frac{R_k}{\gamma_m} > \gamma_s S_k \quad (2.2.19)$$

Hierin zijn R_k en S_k zogenaamde karakteristieke waarden voor de sterkte en de belasting, γ_m en γ_s zijn partiële veiligheidsfactoren (partieel wil zeggen: per variabele afzonderlijk te bepalen). De karakteristieke waarden zijn gedefinieerd als:

$$R_k = \mu(R) - k_R \sigma(R) \quad (2.2.20)$$

$$S_k = \mu(S) - k_S \sigma(S) \quad (2.2.21)$$

Bij de berekening van staal- en betonconstructies is het gebruikelijk $k_R = 1.64$ en $k_S = 0$ te kiezen. Er zijn echter ook andere keuzen mogelijk. Van belang is alleen dat bekend is met welk fractieelpunt een belasting of sterkte in de verdeling overeenkomt.

De sleutel tot de relatie tussen de niveaus I en II is het "design point". Het design point is gedefinieerd als het punt op de "failure boundary" waar de kansdichtheid van R en S maximaal is. Met andere woorden, indien een constructie bezwijkt, dan is de kans groot dat sterkte R en belasting S dicht bij de design point waarden R^0 en S^0 liggen. Een probabilistische geïnspireerde ontwerpeis wordt derhalve gegeven door:

$$R^0 > S^0 \quad (2.2.22)$$

Vergelijkt men formule (2.2.22) met formule (2.2.19) dan volgt dat de relatie tussen niveau I en II gegeven wordt door:

$$\gamma_m = R/R^0 ; \gamma_s = S^0/S \quad (2.2.23)$$

Onder verwijzing naar formule (2.2.17) worden R^0 en S^0 gegeven door:

$$R^0 = \mu(R) - \alpha_R \beta \sigma(R)$$

$$S^0 = \mu(S) - \alpha_S \beta \sigma(S)$$

Door de formules voor de karakteristieke waarden en de design point-waarden in te vullen, kan formule (2.2.23) worden uitgewerkt tot:

$$\gamma_m = \frac{1 - k_R V_R}{1 - \alpha_R \beta V_R} \qquad \gamma_S = \frac{1 - \alpha_S \beta V_S}{1 - k_S V_S} \qquad (2.2.24)$$

Hierin is V de variatiecoëfficiënt:

$$V_R = \frac{\sigma(R)}{\mu(R)} \qquad V(S) = \frac{\sigma(S)}{\mu(S)}$$

In het algemeen zal een partiële factor groter zijn naarmate:

- a) de invloedscoefficiënt α groter is;
- b) het gewenste betrouwbaarheidsniveau β hoger ligt;
- c) de onzekerheid V groter is.

De factor $(1-kV)$ corrigeert hierop het deel van de veiligheid dat reeds is ondergebracht bij de karakteristieke waarde.

De formules (2.2.24) bevatten de invloedscoefficienten α_R en α_S . Gemakkelijk valt aan de hand van formule (2.2.18) na te gaan dat voor $Z = R - S$ geldt:

$$\alpha_R = \sigma_R / \sigma_Z \text{ en } \alpha_S = - \sigma_S / \sigma_Z \text{ met } \sigma_Z = \sqrt{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)} \qquad (2.2.25)$$

Het probleem is dat α_R (en daarmee γ_R) via σ_Z afhankelijk is van σ_S en dat α_S (en daarmee γ_S) afhankelijk is van σ_R . Het is dus helaas niet mogelijk om belastingfactoren te maken die onafhankelijk zijn van de spreiding in de sterkte en omgekeerd. In de praktijk lost men dit probleem op door voor grote klassen van gevallen steeds dezelfde α - en γ -waarden te gebruiken. De vaststelling van de waarden dient zodanig te gebeuren dat

de afwijkingen van het gewenste veiligheidsniveau minimaal zijn. Het gewenste veiligheidsniveau β zelf bepaalt men meestal door te kijken naar de constructies zoals die in het verleden werden ontworpen (calibratie). Men neemt daarbij aan, dat het gemiddelde veiligheidsniveau van bestaande constructies redelijk goed is en dat alleen een grotere mate van evenwichtigheid behoeft te worden nagestreefd.

Evenals voor de berekeningen op niveau II geldt ook op niveau I dat in de betrouwbaarheidsanalyse meer stochastische variabelen voorkomen dan alleen R en S. In het algemene geval kan voor ieder stochastische basisvariabele een partiële veiligheidsfactor worden afgeleid volgens:

$$\gamma_i = X_i^0 / X_{ki} \quad \text{of} \quad \gamma_j = X_{kj} / X_j^0 \quad (2.2.26)$$

De eerste formulering heeft betrekking op belastingsgrootheden, de tweede op sterktegrootheden. De controle van de veiligheid vindt plaats door te eisen dat:

$$Z \left\{ \gamma_i X_{ki}, \frac{X_{kj}}{\gamma_j} \right\} > 0 \quad (2.2.27)$$

Voor praktische uitwerking zal men echter niet voor iedere stochast een partiële veiligheidscoëfficiënt invoeren maar zal men combinaties maken omdat anders het aantal factoren onhandelbaar groot wordt. Neem als voorbeeld het opneembaar moment van een stalen ligger dat gegeven wordt door $M_p = m W_p \sigma_p$. Hierin is m een modelonzekerheidsfactor, W_p het plastisch weerstandsmoment en σ_p de vloeispanning. In plaats van 3 partiële factoren, één voor elk van de drie variabelen, volstaan we met één gecombineerde factor, gedefinieerd volgens:

$$\gamma_m = W_{pn} \sigma_{pk} / (m^0 W_p^0 \sigma_p^0) \quad (2.2.28)$$

Hierin is W_{pn} de nominale (tabel)waarde voor het weerstandsmoment en σ_{pk} de karakteristieke vloeispanning.

Uiteraard ontmoet men bij de verdere uitwerking nog tal van andere punten waarmee rekening gehouden moet worden zoals tijd- en plaatsafhankelijk-

heid van belastingen, langeduur-effecten en dergelijke. Het voert te ver daar binnen het kader van dit rapport op in te gaan.

2.3 Serie- en parallelsystemen

Ter inleiding op de theorie van de systeemveiligheid behandelen we in deze paragraaf het seriesysteem en het parallelsysteem (zie figuur 2.3.1).

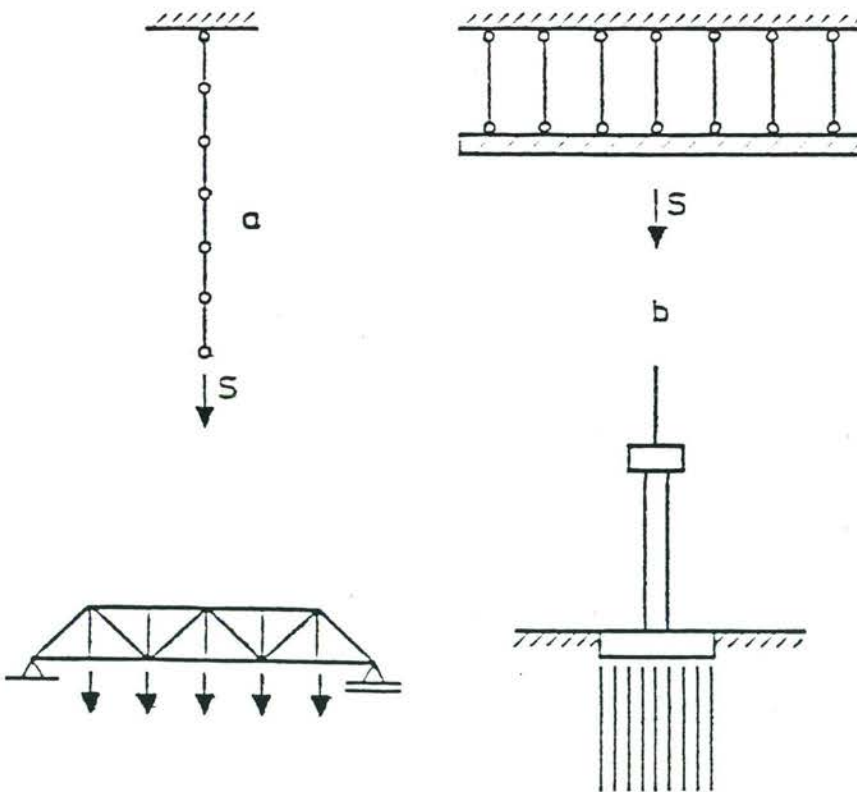


Fig. 2.3.1: Voorbeelden van serie- (a) en parallelsystemen (b).

Bij het seriesysteem zijn de elementen zodanig gerangschikt dat het bezwijken van één onderdeel ogenblikkelijk leidt tot bezwijken van het gehele systeem. Een voorbeeld van een seriesysteem is een statisch bepaald vakwerk. Bij het parallelsysteem bestaat de mogelijkheid dat falen van

een element wordt opgevangen door andere elementen. Een voorbeeld van laatstgenoemd systeem is een paalfundering met veel palen.

Voor een seriesysteem van twee elementen geldt dat dit faalt zodra een van de twee elementen onvoldoende weerstand kan bieden aan de belasting. Formeel genoteerd:

$$P\{\text{systeem faalt}\} = P\{Z_1 < 0 \text{ OF } Z_2 < 0\} \quad (2.3.1)$$

Hierin zijn Z_1 en Z_2 de betrouwbaarheidsfuncties van het eerste respectievelijk tweede element. Een alternatieve schrijfwijze voor (2.3.1) is:

$$P\{\text{systeem faalt}\} = P\{Z_1 < 0\} + P\{Z_2 < 0\} - P\{Z_1 < 0 \text{ EN } Z_2 < 0\} \quad (2.3.2.)$$

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

$$\max P\{Z_i < 0\} < P\{\text{systeem faalt}\} < P\{Z_1 < 0\} + P\{Z_2 < 0\} \quad (2.3.3)$$

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

$$P\{\text{systeem faalt}\} = P\{Z_1 < 0\} + P\{Z_2 < 0\} - P\{Z_1 < 0\} \cdot P\{Z_2 < 0\} \quad (2.3.4)$$

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 correlatiecoëfficiënt ρ (waarbij $-1 < \rho < +1$ en $\rho = 0$ correspondeert met onafhankelijk).

Zonder bewijs geven we hier de formule om ρ te bepalen volgens een niveau II benadering:

$$\rho(Z_1 Z_2) = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \{(\alpha_i^{(1)} \cdot \alpha_i^{(2)})\}} \quad (2.3.5)$$

Hierin is $\alpha_i^{(1)}$ de α -waarde van Z_1 behorende bij de variabele X_i volgens formule (2.2.18) en analoog voor $\alpha_i^{(2)}$; verondersteld is dat alle X_i onafhankelijk zijn. Het blijkt dat alleen afhankelijkheid kan optreden als in Z_1 en Z_2 dezelfde basisvariabelen voorkomen; anders volgt $\rho = 0$. De meest bekende benaderingsformule voor $P\{Z_1 < 0 \text{ EN } Z_2 < 0\}$ is die volgens Ditlevsen [2.1], [2.5]:

$$P\{Z_1 < 0 \text{ EN } Z_2 < 0\} \geq \max \{ \Phi_N(-\beta_1) \Phi_N(-\beta_2^*), \Phi_N(-\beta_1^*) \Phi(-\beta_2) \} \quad (2.3.6)$$

$$P\{Z_1 < 0\} \text{ EN } Z_2 < 0\} \leq \Phi_N(-\beta_1) \Phi_N(-\beta_2^*) + \Phi_N(-\beta_1^*) \Phi_N(-\beta_2) \quad (2.3.7)$$

$$\beta_i^* = \{\beta_i - \rho \beta_j\} / \sqrt{1 - \rho^2} \quad (2.3.8)$$

In figuur 2.3.2 is de systeemfaalkans gegeven als functie van ρ , samen met de benaderingen volgens Ditlevsen. Het blijkt dat formule (2.3.7) een goede benadering is in het hele gebied. Ook blijkt dat de systeemfaalkans in zeer veel gevallen goed benaderd wordt door de som van de beide faalkansen.

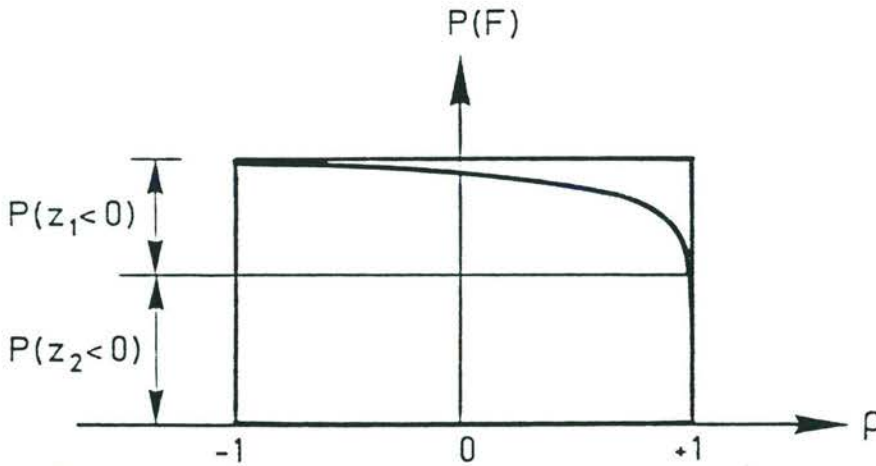


Fig. 2.3.2: Faalkans voor een serie-systeem van 2 elementen als functie van ρ .

Een andere benaderingsmethode is die volgens Stevenson-Moses [2.6]. Het principe van deze benadering wordt gegeven door:

$$P\{Z_1 < 0 \text{ EN } Z_2 < 0\} = P\{Z_1 < 0\} \cdot P\{Z_2 < 0 \mid Z_1 < 0\} \quad (2.3.9)$$

$$\sim P\{Z_1 < 0\} \cdot P\{Z_2 < 0 \mid Z_1 = \mu_1^-\}$$

De uitdrukking achter het = teken is exact. De waarde μ_1^- is het gemiddelde van Z_1 in het gebied $Z_1 < 0$ (zie figuur 2.3.3):

$$\mu_1^- = \frac{1}{P(Z_1 < 0)} \int_{-\infty}^0 \zeta f_{Z_1}(\zeta) d\zeta \quad (2.3.10)$$

Deze methode zal worden toegepast in de voorbeeldberekening in hfdst. 7.

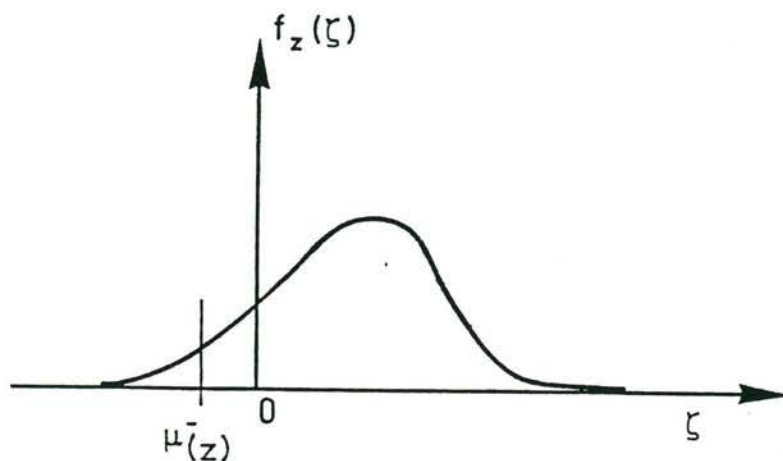


Fig. 2.3.3.: Het gemiddelde van Z in het gebied $Z < 0$.

Voor een seriesysteem met n elementen geldt dat de faalkans wordt gegeven door:

$$P\{\text{systeem faalt}\} = P\{Z_1 < 0 \text{ OF } Z_2 < 0 \text{ OF } \dots Z_n < 0\} \quad (2.3.11)$$

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

$$\max P\{Z_i < 0\} \leq P\{\text{stelsysteem faalt}\} \leq \sum P\{Z_i < 0\} \quad (2.3.12)$$

Het geval van onafhankelijkheid tussen alle mechanismen $Z_i < 0$ laat zich het eenvoudigst analyseren door te kijken naar de kans op niet-falen:

$$\begin{aligned} P\{\text{stelsysteem faalt niet}\} &= P\{Z_1 > 0 \text{ EN } Z_2 > 0 \text{ EN } \dots Z_n > 0\} = \\ &= P\{Z_1 > 0\} \cdot P\{Z_2 > 0\} \cdot \dots \cdot P\{Z_n > 0\} \end{aligned}$$

$$P\{\text{stelsysteem faalt}\} = 1 - \prod_{i=1}^n [1 - P\{Z_i < 0\}]$$

Als alle faalkansen hetzelfde zijn geldt:

$$P\{\text{stelsysteem faalt}\} = 1 - [1 - P(Z_i < 0)]^n \quad (2.3.13)$$

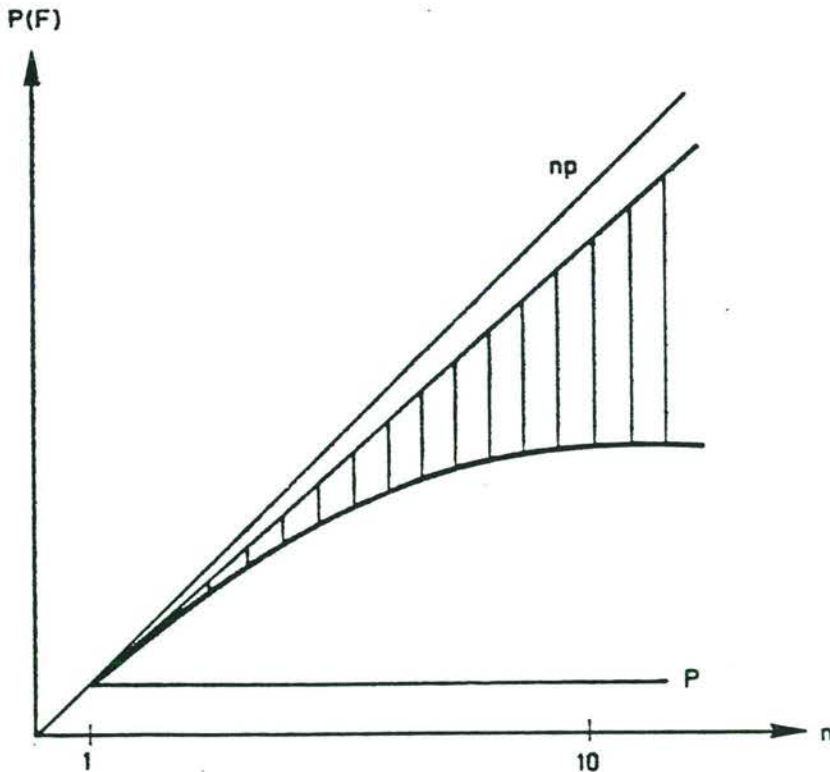


Fig. 2.3.4. Berekende faalkansen voor een seriesysteem met n elementen.

De grenzen die gegeven worden door formule (2.3.12) zijn nogal ruim. Soms kan met succes gebruik worden gemaakt van nauwkeurige grenzen, eveneens afkomstig van Ditlevsen:

$$\sum [P_i - \sum_{j < i} P_{ij}] < P(F) < \sum [P_i - \max_{j < i} P_{ij}] \quad (2.3.14)$$

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

In figuur 2.3.4 zijn enkele resultaten van de hier gegeven formules weer-gegeven.

Een parallelsysteem wordt in zijn algemeenheid gekenmerkt door het feit dat elementen elkaar kunnen compenseren: het falen van één element leidt niet automatisch tot falen van het systeem. De wijze waarop dat gebeurt kan overigens nogal verschillen. Vergelijk bijvoorbeeld de parallelsyste- men van de figuren 2.3.5a en 2.3.5b.

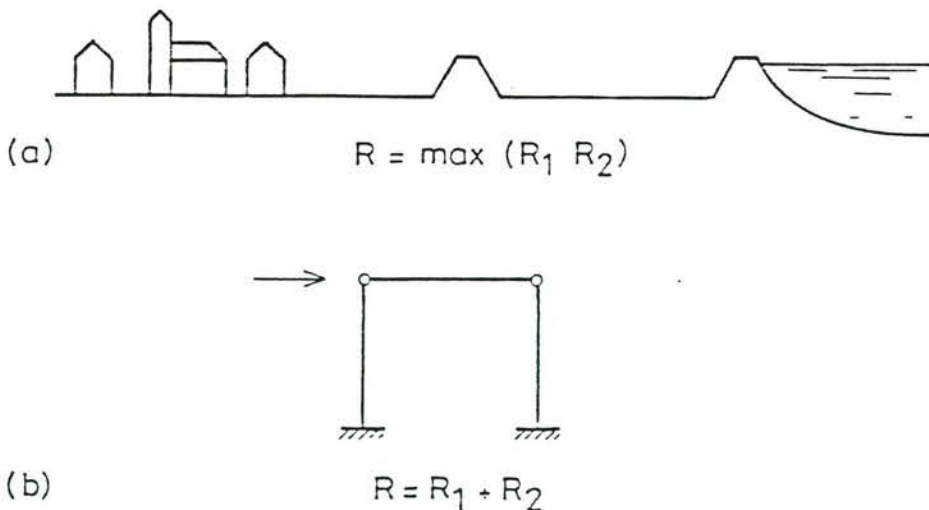


Fig. 2.3.5: Verschillende soorten parallelsystemen.

In figuur 2.3.5a 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 één van de elementen faalt, het parallelsysteem werkt als één van de elementen werkt. Mathematisch zijn de beide systemen dan ook gelijkwaardig als men faalkansen door succesansen vervangt en omgekeerd. We houden ons daarom alleen bezig met het andere type parallelsysteem, namelijk dat van figuur 2.3.5b. Getekend is een portaal met twee kolommen waarop een horizontale belasting werkt. Deze belasting wordt door beide kolommen opgenomen en het systeem faalt als de belasting groter is dan de som van de twee kolomcapaciteiten. De sterkte van het systeem is dus gelijk aan:

$$R = R_1 + R_2 \quad (2.3.15)$$

waarbij R_i de maximale reactiekracht is die door kolom i geleverd kan worden.

Voor de geldigheid van formule (2.3.15) is het overigens van belang dat het last-verplaatsingsdiagram van een enkele kolom een ductiel (taai) karakter heeft.

De draagkracht van een ductiel parallelsysteem met n elementen wordt gegeven door:

$$R_{\text{sys}} = R_1 + R_2 + \dots + R_n \quad (2.3.16)$$

$$\mu(R_{\text{sys}}) = \mu(R_1) + \mu(R_2) + \dots + \mu(R_n) \quad (2.3.17)$$

$$\sigma^2(R_{\text{sys}}) = \sigma^2(R_1) + \sigma^2(R_2) + \dots + \sigma^2(R_n) \quad (2.3.18)$$

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

$$\mu(R_{\text{sys}}) = n \mu(R_i) \quad (2.3.19)$$

$$\sigma^2(R_{\text{sys}}) = n \sigma^2(R_i) \quad (2.3.20)$$

We zien dat het gemiddelde toeneemt evenredig met n , terwijl de spreiding toeneemt met \sqrt{n} . Relatief neemt de spreiding dus af:

$$V(R_{\text{sys}}) = \frac{V(R_i)}{\sqrt{n}} \quad (2.3.21)$$

Een systeem van 10 elementen heeft nog slechts een variatiecoëfficiënt $V(R_{\text{sys}}) = 0,32 V(R_i)$.

Beschouw vervolgens het geval dat de elementen R_i volledig gecorreleerd zijn. Uitgaande van gelijke gemiddelden en spreidingen voor de R_i geldt dan dat alle elementen precies dezelfde sterkte hebben:

$$R_1 = R_2 = \dots = R_n$$

De systeemsterkte wordt gegeven door:

$$R_{\text{sys}} = n R_i \quad (2.3.22)$$

Voor gemiddelde, standaardafwijking en variatiecoëfficiënt volgt respectievelijk:

$$\mu(R_{\text{sys}}) = n \mu(R_i) \quad (2.3.23)$$

$$\sigma(R_{\text{sys}}) = n \sigma(R_i) \quad (2.3.24)$$

$$V(R_{\text{sys}}) = V(R_i) \quad (2.3.25)$$

De gunstige werking van het parallelsysteem is bij volledige correlatie helemaal verdwenen. Uiteraard is ook bij een parallelsysteem de mogelijkheid aanwezig van een gedeeltelijke correlatie, weer te geven door middel van een correlatiecoëfficiënt ρ . In figuur 2.3.6 is de variatiecoëfficiënt $V(R_{\text{sys}})$ van het systeem gegeven als functie van ρ en n .

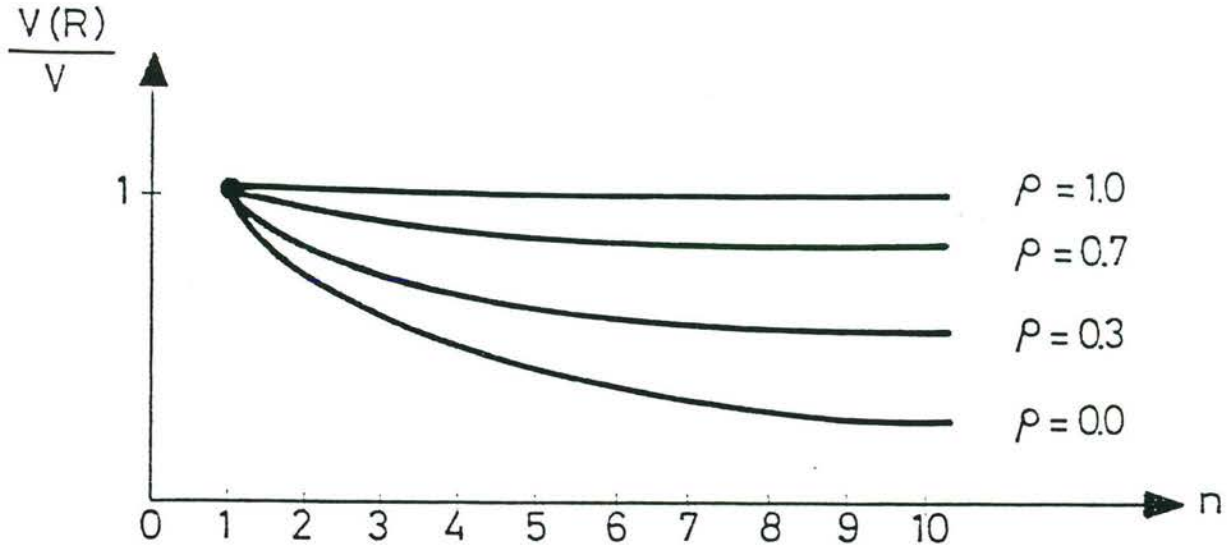


Fig. 2.3.6: De variatiecoëfficiënt van een ductiel parallelsysteem als functie van het aantal elementen n en de correlatiecoëfficiënt tussen de elementen ρ (met $V(R_i) = V$ en $\rho(R_i, R_j) = \rho$ voor alle i, j).

We constateren dat reeds een geringe correlatie veel van de gunstige parallelwerking verloren doet gaan.

Voorbeeld

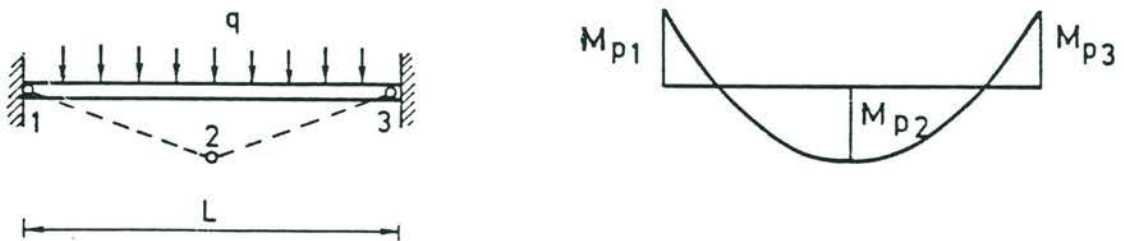


Fig. 2.3.7: Ingekleemde ligger met momentenlijn in de bezwijktoestand.

Een ingeklemde stalen ligger met overspanning L wordt belast door een gelijkmatige belasting q (zie figuur 2.3.7). De ligger bezwijkt als zich drie plastische scharnieren hebben ontwikkeld, te weten één in het veld en twee bij de inklemmingen. De betrouwbaarheidsfunctie Z luidt:

$$Z = \frac{1}{2}M_{p1} + M_{p2} + \frac{1}{2}M_{p3} - \frac{1}{8} qL^2 \quad (2.3.26)$$

In dit parallelsysteem komen dus gewichtsfactoren voor.
Als statistische eigenschappen gaan we uit van:

x	$\mu(x)$	V(x)
M_{p_i}	90 kNm	10%
q	20 kN/m	20%
L	6 m	-

Van belang is verder de afhankelijkheid van de momenten M_{p_i} . Beschouw eerst volledige afhankelijkheid:

$$Z = 2M_{p_i} - \frac{1}{8} qL^2 \quad (2.3.27)$$

$$\mu(Z) = 180 - \frac{1}{8} (20)6^2 = 90 \text{ kNm}$$

$$\sigma^2(Z) = (18)^2 + (18)^2 = (25.5 \text{ kNm})^2$$

$$\beta = 90/25.5 = 3.54$$

$$P(F) = 0.20 * 10^{-3}$$

Vervolgens veronderstellen we voor M_{p_i} volledige onafhankelijkheid; hierdoor verandert niet het gemiddelde van Z maar wel de standaardafwijking:

$$\sigma^2(Z) = (4.5)^2 + (9)^2 + (18)^2 = (21.1 \text{ kNm})^2$$

$$\beta = 90/21.1 = 4.3$$

$$P(F) = 0.8 * 10^{-5}$$

De werkelijkheid zal tussen beide extremen inliggen, maar vermoedelijk het dichtst bij volledige correlatie. Het is niet waarschijnlijk dat zich binnen een stalen balk van 6 m lengte erg grote verschillen zullen voordoen. Laten we aannemen dat $\rho_{12} = \rho_{23} = 0.9$ en $\rho_{13} = 0.8$ (vanwege de grotere afstand). In dat geval volgt:

$$\sigma^2(Z) = \left\{ \sum \sum \rho_{ij} c_i c_j \sigma(M_{p_i}) \sigma(M_{p_j}) \right\} + \frac{1}{64} L^4 \sigma^2(q) \quad (2.3.28)$$

Hierin zijn c_i de coëfficiënten behorende bij M_{p_i} in de betrouwbaarheidsfunctie, ofwel $c_1 = c_3 = 0,5$ en $c_2 = 1,0$.

Uitwerken hiervan:

$$\begin{aligned} \sigma^2(Z) &= \sigma^2(M_{p_i}) \left\{ \sum \sum \rho_{ij} c_i c_j \right\} + \left\{ \frac{1}{8} L^2 \sigma(q) \right\}^2 = \\ &= 9^2 \left\{ (0.5)^2 + (1)^2 + (0.5)^2 + 2(0.9)(0.5)(1) + 2(0.8)(0.5)^2 \right. \\ &\quad \left. + 2(0.9)(1)(0.5) \right\} + 18^2 = (25.0 \text{ kNm})^2 \end{aligned}$$

Daarmee volgt ten slotte:

$$\beta = 90/25.0 = 3.60$$

$$P(F) = 0.16 * 10^{-3}$$

De correlatie doet, zoals verwacht kon worden, het gunstige paralleleffect vrijwel helemaal teniet.

2.4 De faalkans en de werkelijkheid

Het toepassen van de waarschijnlijkheidsrekening bij het beoordelen van de betrouwbaarheid van constructies roept de vraag op of de berekende faalkans overeenkomt met de werkelijkheid. Vaak wordt gemeend dat een probabilistische veiligheidsbeschouwing alleen zin heeft als deze gebaseerd is op nauwkeurige rekenmodellen en op voldoende statistische gegevens. In de praktijk wordt echter zelden aan deze eisen voldaan. Meestal

is juist het gebrek aan (statistische) gegevens en het ontbreken van een adequaat rekenmodel een essentieel onderdeel van het betrouwbaarheidsprobleem. Dat wil zeggen dat de onzekerheden die daarmee samenhangen vaak nog groter zijn dan de onzekerheden ten gevolge van het intrinsiek stochastisch karakter van belasting en sterkte.

Het zal duidelijk zijn dat met deze onzekerheden rekening gehouden moet worden bij het vaststellen van de veiligheidsmarges. De theoretisch meest aantrekkelijke procedure is dan om alle onzekerheden eerst te vertalen in termen van kansrekening (voornamelijk variatiecoëfficiënten) en vervolgens de benodigde veiligheidscoëfficiënten te bepalen. Uiteraard kunnen in het geval van 'modelonzekerheden' en 'statistische onzekerheden' de variatiecoëfficiënten alleen subjectief worden geschat. De consequentie hiervan is dat men een berekende faalkans niet langer kan interpreteren als 'de frequentie van schadegevallen' maar uitsluitend als 'een maat voor het vertrouwen in een bepaald ontwerp'. In het vakjargon heet dit de vervanging van het objectieve of frequentistisch kansbegrip door het subjectieve of Bayesiaanse kansbegrip. De kansen en variatiecoëfficiënten die bij het opstellen van voorschriften worden gehanteerd weerspiegelen overigens minder de subjectieve mening van één persoon als wel de gezamenlijke opinie van een groot aantal vakgenoten. De kansen en parameters hebben daardoor het karakter van rekengrootheden. In de literatuur spreekt men daarom wel van 'notional probabilities'. In de meeste gevallen is het overigens ook voldoende als men een globaal inzicht heeft in de orde-grootte van de faalkansen. Men dient te bedenken dat het doel van de betrouwbaarheidsanalyse niet zo zeer is de faalfrequentie exact uit te rekenen, dan wel een zo goed en evenwichtig mogelijk ontwerp te leveren bij de beschikbare informatie.

Een verschil van een factor 10 in de faalkans komt daarbij vaak overeen met bijvoorbeeld maar een paar centimeters verschil in dijkhoogte.

3. BEREKENING FAALKANSEN

3.1. Inleiding

3.1.1. Probleemanalyse

Faalkansberekeningen hebben als doel een voorspelling mogelijk te maken van de kans op inundatie van een gebied dat beschermd wordt door een systeem van waterkeringen.

In werkelijkheid is de bepaling van de faalkans van een waterkeringssysteem een uiterst complexe zaak. Dit kan worden toegeschreven aan een viertal factoren.

- Op de eerste plaats betreft dit de veelal grote gevarieerdheid van de constructietypen die tesamen het systeem van waterkeringen vormen. Een systeem kan bijvoorbeeld bestaan uit een combinatie van dijken, (zee-, rivier-, meerdijken of boezemkaden), duinen, grondkerende constructies (bijvoorbeeld bij boulevards of kademuren) met daarin opgenomen een aantal kunstwerken (zoals spuisluizen, schutsluizen etc). Daarbij kunnen zich in of op de waterkering een aantal vreemde objecten (d.w.z. met niet primair een waterkerende functie) bevinden zoals pijpleidingen en verschillende soorten bouwwerken.
- Op de tweede plaats kan als complicerende factor worden genoemd het beschrijven van de constructieve eigenschappen van de waterkerende elementen afzonderlijk. De variatie van de eigenschappen (o.a. sterkte, vervorming, doorlatendheid, laagdikte) van de natuurlijke grondslag en de kunstmatig aangebrachte grondlagen (vaak in verschillende tijdperken) spelen hierbij een rol. De onzekerheid m.b.t. de kwaliteit van de uitvoering van het opgeleverde werk vormt daarbij een aandachtspunt.

Ook de invloed van de lengte van het waterkerende element (zie paragraaf 3.6.) dient bij de faalkansberekening betrokken te worden. Verder kan ook het tijdsafhankelijke karakter van het constructiegedrag (bijvoorbeeld door consolidatie van de grondlagen) van belang zijn.

Naast de onzekerheid in de bepaling van de grootte van de constructieparameters voor de te onderzoeken grenstoestanden, doet zich het pro-

bleem voor dat van de meeste grenstoestanden geen betrouwbare wiskundige beschrijvingen van de fysische processen beschikbaar zijn. Dit manifesteert zich o.a. bij de beschrijving van het piping (pijpvorming) mechanisme en bij erosie van grasmatten. In deze gevallen weet men niet welke de relevante constructieve parameters zijn.

- Een derde complicerende factor bij de bepaling van faalkansen onder praktijkomstandigheden wordt gevormd door de complexe aard van de potentiële bedreigingen c.q. belastingen. Naast de voor de hand liggende bedreiging door "water", zich manifesterend in hoge waterstanden en golfaanval, dient ook het effect van zware regenval en ijsgang beschouwd te worden. In sommige gevallen dient ook de belasting door verkeer, depots (gewichtbelasting) of aangrenzende bebouwing in de faalkansanalyse te worden verdisconteerd. Naast bovenvermelde belastingen kan er ook sprake zijn van biologische aantasting (door bijvoorbeeld begroeiing of graverij door dieren). Tot slot kunnen zich bijzondere belastingen voordoen t.g.v. explosies, stootbelastingen bij aanvaring, aardbevingen e.d.
- Als vierde moeilijkheidsfactor, die gedeeltelijk numeriek van aard is, kan worden genoemd de sommatie van alle bovengenoemde aspecten, resulterend in een totale kans op inundatie van het gebied. Een probleem hierbij is dat de grenstoestanden, zowel per waterkerend element als tussen verschillende elementen, voor een deel gecorreleerd zijn. Dit betreft zowel een correlatie van de belastingparameters (denk aan de waterstanden) als van de constructieparameters (bijvoorbeeld geometrieparameters en sterkte-eigenschappen van de grondlagen). De grootte van deze correlatie, alsmede het in rekening brengen hiervan, vormt thans nog onderwerp van discussie (zie paragraaf 3.6.).

Zoals gesteld dienen de faalkansberekeningen als hulpmiddel bij de bepaling van de inundatiekans van het te beschermen gebied. Echter, het begrip inundatie dient daarbij nader te worden gedetailleerd ten einde in de risicobeschouwing ook het gevolg (risico = kans * gevolg) van inundatie te kunnen wegen. Uit studies is gebleken [3.1] dat met het oog op de schadebepaling, inundatie per polder c.q. deelgebied nader dient te worden gespecificeerd in de inundatiediepte, de inundatiesnelheid en de inundatieduur. Tevens speelt de waterkwaliteit (zout of zoet) een rol.

Gerelateerd aan de waterkering zelf betekent dit, dat inundatie uitgedrukt moet worden in de totale door- c.q. overstromende debieten (bepaald door o.a. de lengte van overlaat, de breedte en diepte van de stroomgaten, de aangrenzende maaiveldliggingen en de buitenwaterstanden), alsmede in het tijdsverloop (duur) hiervan.

Naast het falen van de waterkering zijn voor het bepalen van het te verwachten inundatieverloop de eigenschappen van het te beschermen gebied zelf van belang. Dit betreft o.a. de oppervlakte en de topografie van het gebied, het polderpeil en de bemalingscapaciteit.

3.1.2. Indeling hoofdstuk 3

Ondanks de hiervoor beschreven complexiteit in de schatting van de kans op inundatie heeft de Werkgroep op een aantal onderdelen vorderingen geboekt, die deels reeds hebben geleid tot praktische toepassingsmogelijkheden. Daarbij is steeds van een sterk geschematiseerde situatie uitgegaan.

In dit hoofdstuk zullen de werkgroepactiviteiten worden beschreven, voor zover die betrekking hebben op de faalkansberekeningen van het element "dijken". Voor wat het element "duinen" betreft, wordt verwezen naar hoofdstuk 8. Een nadere uitwerking van de methode voor de bepaling van het inundatieverloop wordt gegeven in hoofdstuk 4.

Van de vele grenstoestanden die betrekking hebben op het waterkerend vermogen van dijken is een beperkt aantal onderwerp van studie geweest binnen de werkgroep. Dit betreft nagenoeg dezelfde grenstoestanden als in de voorbeeldberekening (hoofdstuk 7) zijn verwerkt, te weten:

- overlopen en overslag (paragraaf 3.2.)
- macro-instabiliteit (paragraaf 3.3.)
- micro-instabiliteit (paragraaf 3.4.)
- piping (paragraaf 3.5.)

Per grenstoestand wordt een korte aanduiding van het mechanisme gegeven, gevolgd door de stand van zaken m.b.t. de formulering van de betrouwbaarheidsfunctie. Hierbij zullen ook aandachtspunten (witte vlekken) met het oog op de verdere ontwikkeling worden vermeld. Voorts is apart aandacht besteed aan het effect van het overschrijden van de betreffende grenstoestand; enerzijds met het oog op het induceren van mogelijk andere grenstoestanden, anderzijds om de koppeling met inundatie te leggen.

Tot slot wordt in dit hoofdstuk paragraaf 3.6. aandacht besteed aan het lengte-effect, waarbij de correlatie van enkele parameters in de lengterichting van de dijk nader wordt beschouwd.

Zoals reeds is gesteld, blijken de verschillende grenstoestanden deels door dezelfde sterkte- en belastingparameters bepaald te worden, zodat er sprake is van gecorreleerde grenstoestanden. Voor een nadere uitwerking hiervan wordt verwezen naar de voorbeeldberekening (hoofdstuk 7).

3.2 Overlopen en golfoverslag

3.2.1 Mechanisme overlopen

Als de waterstand voor een dijk hoger is dan de kruin van die dijk, zal het waterbezwaar in het achterliggende land toenemen. Het achterliggende land kan hierdoor geïnundeerd worden (zie figuur 3.2.1).

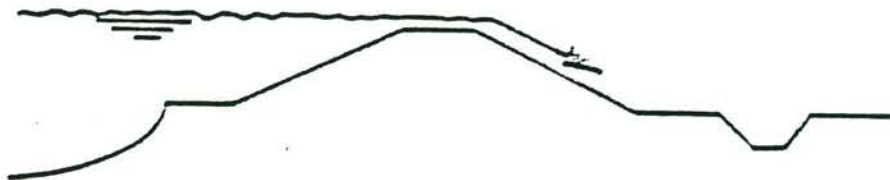


Fig. 3.2.1: Mechanisme overlopen.

Het mechanisme overlopen zal worden behandeld voor een situatie in het Deltagebied. Het mechanisme is van belang voor dijken, die 'van de wind af' gelegen zijn, d.w.z. voor dijken die niet door golven worden aangevallen.

Voor locaties in het gebied van de bovenrivieren heeft de Werkgroep zich (tot nu toe) alleen bezig gehouden met een zeer geschematiseerd geval. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 7 van deze interimrapportage. Met betrekking tot het overgangsgebied tussen bovenrivieren en deltaggebied heeft de werkgroep (nog) geen activiteiten ontplooid.

Bij overschrijding van de grenstoestand zal er water over het binnentalud stromen, waardoor weer andere faalmechanismen kunnen worden geïnduceerd. Hierop wordt in paragraaf 3.2.5 nader ingegaan.

Hierna zal slechts op 'overlopen en golfoverslag' als zodanig worden ingegaan. De dijk wordt hierbij geacht volledig intact te blijven.

3.2.2 De betrouwbaarheidsfunctie voor overlopen

Bij het mechanisme overlopen wordt nagegaan, wat de kans is, dat de hoogwaterstand voor de dijk (H) hoger is dan de kruinhoogte (h). De in rekening te brengen hoogwaterstand wordt gevonden uit de sommatie van de stormvloedstand S_v (die weer een sommatie is van de vloedstand van het astronomisch getij en de windopzet), en de waakhoogte waarin bij afwezigheid van golfaanval de invloeden van seiches, buistoten en bui-oscillaties volledig moeten worden opgenomen [3.2].

De betrouwbaarheidsfunctie wordt dan:

$$Z = h_a - S_v - S_p - B_o - Z_r - Z_k \quad (3.2.1)$$

waarin:

h_a = aanleghoogte (c.q. kruinhoogte van de dijk)

S_v = stormvloedstand

S_p = onzekerheid in S_v als gevolg van extrapolatie

B_o = invloed van seiches, buistoten en bui-oscillaties

Z_r = relatieve zeespiegelrijzing

Z_k = invloed van zetting van de ondergrond en klink van het dijklichaam zelf

In het Deltagebied kan de frequentieverdeling van de stormvloedstand (S_v) voor de dijk worden gevonden door statistische extrapolatie van hoogwaterstanden [3.2]. Deze frequentieverdeling kan i.h.a. worden gemodelleerd door:

$$f_r (S_v > S) = \exp \{-(S-S_0)/a\} \quad (3.2.2)$$

waarin:

$f_r(S_v > S)$ = frequentie per jaar, waarmee de stormvloedstand S_v het niveau S overschrijdt

S_0 = een voor elke lokatie uit de waarnemingen volgende constante

a = nepereringshoogte

Genoemde frequentieverdeling wordt voor frequenties kleiner dan 0,1 wel gehanteerd als extreme-waarden-verdeling voor de kans, dat een bepaalde stormvloedstand in een jaar wordt overschreden. Ook wordt hiervoor wel een complementaire Gumbelverdeling gebruikt:

$$P (S_v > S) = 1 - \exp[-\exp\{-(S-S_0)/a\}] \quad (3.2.3)$$

waarin:

$P (S_v > S)$ = de kans dat de stormvloedstand S per jaar wordt overschreden. De resultaten van beide benaderingen ontlopen elkaar niet veel.

Als gevolg van de extrapolatie naar zeer kleine overschrijdingskansen wordt een onzekerheid geïntroduceerd ([3.27], deel 1, pag. 30, 31 en deel 3, pag. 43). Voorlopig stelt de Werkgroep voor, om deze onzekerheid of spreiding (S_p) te modelleren door een normale verdeling met een gemiddelde 0 (nul) en een standaardafwijking, die afhankelijk is van de stormvloedstand:

$$\sigma(S_p) = a_o(S - c_o) \quad (3.2.4)$$

Hierin zijn a_o en c_o constanten. Seiches, buistoten en bui-oscillaties moeten volgens de richtlijnen van de Deltacommissie bij afwezigheid van golfaanval volledig in de waakhoogte worden opgenomen. Bij gebrek aan statistische gegevens is men naar de mening van de Werkgroep erop aange-
wezen om de effecten van seiches, buistoten en bui-oscillaties te model-
leren m.b.v. een normale verdeling met als gemiddelde de som van de ge-
middelden van de ter plaatse gemeten seiches, buistoten en bui-oscilla-
ties en als standaardafwijking de wortel uit de som van de kwadraten van
de standaardafwijkingen daarvan.

De Deltacommissie gaf aan, dat de relatieve zeespiegelrijzing kan liggen
tussen 0,15 en 0,2 m gerekend over de laatste eeuw. Als gevolg van deze
onzekerheid kan de relatieve zeespiegelrijzing als een stochastische va-
riabele gezien worden.

De geschetste richtlijnen van de Deltacommissie t.a.v. ontwerppeil en
waakhoogte, bij afwezigheid van golfaanval, worden door de Werkgroep als
uitgangspunt genomen.

De Deltacommissie eiste echter '... dat bij het optreden van een water-
stand, gelijk aan het ontwerppeil, nog volledige veiligheid tegen door-
breken aanwezig is'. ([3.27], deel 1, pag. 36), en beveelt daartoe aan:
'... moet een zodanige kruinhoogte worden gegeven, dat bij waterstanden,
gelijk aan het ontwerppeil, nog geen noemenswaardige wateroverslag is te
verwachten' ([3.2], deel 1, pag. 86). Gezien het feit, dat de kruinhoogte
(h) onder invloed van (tijdsafhankelijke) zetting, klink en onnauwkeurig-
heden bij de dijkaanleg een stochastische grootte is, zal ook aan de
kruinhoogte een kansverdeling moeten worden toegekend. Deze kansverdeling
zal aan de ene kant begrensd zijn door de aanleghoogte (behoudens tecto-
nische verschijnselen zal de kruinhoogte nimmer hoger zijn dan hetgeen
bij de aanleg gerealiseerd is) en aan de andere kant door inspectie en
onderhoud. Als namelijk een deel van een dijk lager komt te liggen dan
een zeker minimum, zal zeker ophoging plaatsvinden. In hoeverre het zin-
vol is, rekentechnisch met genoemde begrenzings van de kansverdeling van
de kruinhoogte rekening te houden, en welke kansverdeling het beste ge-
hanteerd kan worden, is momenteel in de Werkgroep in studie.

3.2.3 Mechanisme golfoverslag

Evenals bij overlopen zal ook bij golfoverslag het waterbezwaar in het achterliggende land toenemen (zie figuur 3.2.2).

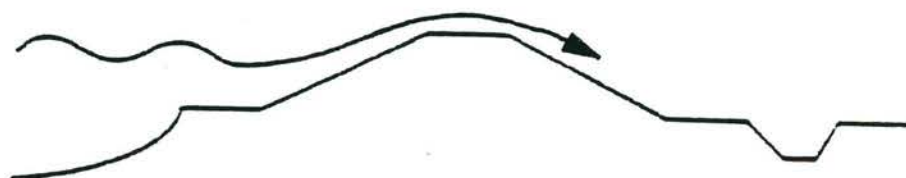


Fig. 3.2.2: Mechanisme golfoverslag.

Als een dijk onderworpen is aan golfaanval, dient de waakhoogte in het algemeen groter te zijn dan in het geval dat geen golfaanval optreedt. Ook voor het gebied van de bovenrivieren en in het overgangsgebied wordt tegenwoordig golfoploop in rekening gebracht. In het volgende worden alleen locaties in het deltagebied beschouwd.

Ook voor het mechanisme golfoverslag is alleen naar het mechanisme als zodanig gekeken.

3.2.4 De betrouwbaarheidsfunctie voor golfoverslag

De aanleghoogte wordt, indien slechts een minimale hoeveelheid overslag geaccepteerd wordt, volgens de richtlijnen van de Deltacommissie gevonden, door bij de in de vorige paragraaf genoemde factoren, de hoogte gegeven door de '2%-golfoploop', op te tellen. De betrouwbaarheidsfunctie wordt voor dit geval:

$$Z = h_a - S_v - S_p - B_o(\text{red}) - Z_r - Z_k - Z_{2\%} \quad (3.2.5)$$

De in paragraaf 3.2.2 genoemde parameters, die de stormvloedstand bepalen, zijn ook hier van toepassing, zij het, dat volgens de richtlijnen van de Deltacommissie (1960) de invloed van seiches, buistoten en buioscillaties gereduceerd mag worden.

Moeilijkheden bij de in rekening te brengen 2%-golfoploop vormen:

- 1) de bepaling van het golfspectrum juist voor de dijk (met name in geval van een ondiep voorland).
- 2) de relatie tussen de stormvloedstand en het golfspectrum juist voor de dijk.

Ad 1)

De door de Deltacommissie voorgestelde formule voor de 2%-golfoploop:

$$Z_{2\%} = 8 H_s \tan(\alpha) \quad (3.2.6)$$

is bepaald voor een golfsteilheid van 5% en moet volgens het Rapport van de Deltacommissie (1960) '... met voorzichtigheid gehanteerd worden'. Het golfspectrum juist voor de dijk is hier van belang in samenhang met de mate van reflectie tegen de dijk en deze gegevens zijn in het algemeen niet voorhanden.

Ad 2)

De stormvloedstand en de golfoploop worden beide door wind beïnvloed. Bij gegeven stormvloedstand zou men graag gegevens hebben over het golfbeeld juist voor de dijk bij die stormvloedstand. Eerst dan zijn deze gegevens verantwoord te combineren.

Experimenteel is een waterstands-golfhoogte-relatie t.b.v. de NAP -20 m dieptelijn nabij Hoek van Holland vastgesteld door Bruinsma en Van de Graaff (1982) [3.3]. Uitgaande hiervan is door Vrijling (1983) [3.4]. een rekenmodel gemaakt van de golfoploop (waarin mogelijk breken van de golven op een ondiep voorland is verwerkt), gebaseerd op de golfoploopformule van d'Angremond en Van Oorschot (1968) [3.5]. Uit deze berekening bleek, dat de golfsteilheid een vrij grote invloed op de faalkans heeft. Een berekening, waarin de hier genoemde parameters zijn verwerkt, is hierna als voorbeeld opgenomen.

De Werkgroep acht inspanningen ter opheffing van genoemde moeilijkheden ook voor andere locaties dan die bij Hoek van Holland, gewenst.

Als de dijk een voldoende sterke en dichte bekleding heeft, is het denkbaar, dat een grotere golfloop dan de door de Deltacommissie voorgestelde 2%-golfloop toelaatbaar is. Dit is trouwens door de Deltacommissie zelf reeds gesignaleerd. Aan welke eisen de dijkbekleding dan moet voldoen, en welk percentage golfloop dan toelaatbaar is, zal onderwerp van nadere studie moeten zijn. Eveneens zal onderzocht moeten worden, of met name in dit geval de golfloop dan wel de golfoverslag (het volume water dat gemiddeld per tijdseenheid over de kruin slaat) als bepalende parameter moet worden ingevoerd.

Voorbeeld

Dit voorbeeld is grotendeels ontleend aan [3.4].

De aanleghoogte van een dijk, waarvan het tracé loodrecht op de windrichting staat en die geëxposeerd is aan golfaanval, is volgens de richtlijnen van de Deltacommissie als volgt (deterministisch) bepaald:

Stormvloedstand [10^{-4} /jaar] (m boven NAP)	S_v :	NAP + 5,00 m
2% Golfloop (m)	$Z_{2\%}$:	7,33 m*
Buistoten, bui-oscillaties en seiches (m)	B_o :	0,51 m
Zetting en klink (m)	Z_k :	0,50 m
Relatieve zeespiegelrijzing (m)	Z_r :	0,10 m
		————— +
Aanleghoogte (m)	h_a :	NAP + 13,44 m

*) Bodemligging voorland: NAP - 6 m. Stormvloedstand: NAP + 5 m

Breker criterium: $H_{smax} = 0,5 * \text{waterdiepte}$ geeft:

$$H_{smax} = 0,5 * (t+6) = 5,5 \text{ m}$$

2% golfloop met Delftse formule berekend met $\tan \alpha = 1/6$:

$$Z_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha = 8 * 5,5 * 1/6 = 7,33 \text{ m}$$

De stormvloedstand (S_v) is hierbij bepaald aan de hand van peilschaalwaarnemingen t.p.v. de teen van de dijk. De significante golfhoogte H_s wordt beperkt door het breker criterium; zie figuur 3.2.3.

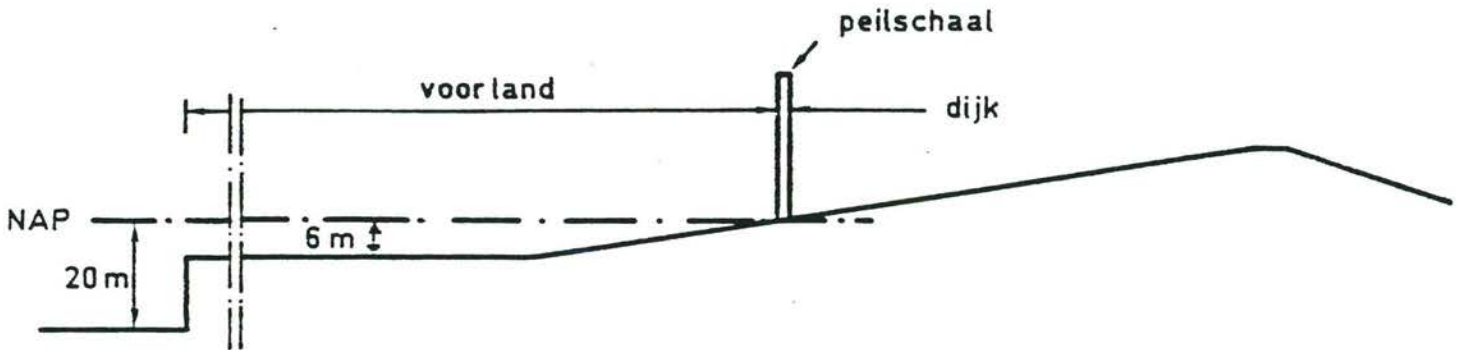


Fig. 3.2.3. Dwarsdoorsnede van de dijk.

Voor een probabilistische berekening worden de volgende gegevens verstrekt:

Tabel 3.2.1. Overzicht van de probleemvariabelen.

		Verdeling	μ	σ
Aanleghoogte	(h_a)	Normaal	13,44 m	0,1 m
Zetting en klink	(Z_k)	Normaal	0,5 m	0,1 m
Rel. zeespiegelrijzing	(Z_r)	Normaal	0,1 m	0,03 m
Stormvloedstand	(S_v)	1)	2,17 m	0,423m
Onzekerh. in S_v door extrapolatie	(S_p)	Normaal	0 m	$0,11*(S_v-2,25)$ m
Seiches, buistoten en buioscillaties	(B_o)	Normaal	0,4 m	0,1 m
Onzekerheid in H_s t.p.v. 20 m dieptelijn	(S_h)	Normaal	0 m	0,69 m
Golfsteilheid	(G_s)	Normaal	0,0375*	0,006

1) $\exp[-\exp\{-(S-1,98)/0,33\}]$

*) De golfoploopformule $Z = 8 H_s \tan \alpha$ geldt voor een golfsteilheid van 5 %. De hier gehanteerde gemiddelde golfsteilheid is dus aanzienlijk lager.

Tussen de gemiddelde significante golfhoogte t.p.v. de NAP - 20 m dieptelijn (H_{s20}) en de stormvloedstand, volgend uit de peilschaalwaarnemingen, is empirisch de volgende relatie vastgesteld *):

$$H_{s20} = \sqrt{(3,45 * S_v - 7,67) + 4,50 + S_h} \text{ [m]} \quad (3.2.7)$$

geldig voor stormvloedstanden, hoger dan NAP + 2,50 m. In deze formule is S_h een normaal verdeelde stochastische variabele waarmee de spreiding in de meetresultaten verdisconteerd wordt.

De golfsnelheid wordt beschouwd als een stochastisch onafhankelijke grootheid. De golfsteilheid is echter gedefinieerd als:

$$G_s = \frac{H_{s20}}{L_{s20}} \quad (3.2.8)$$

waarin L_{s20} de gemiddelde lengte van de significante golf op diepwater (t.p.v. de NAP - 20 m dieptelijn) is. Bovendien kunnen H_{s20} en L_{s20} gecorreleerd zijn [3.6], zodat het beschouwen van G_s als onafhankelijke stochast in wezen onjuist is.

Op het voorland wordt door de wind nog een "locale" golf (H_L) opgewekt. Deze lokaal opgewekte golf wordt geacht de golflengte van de gemiddelde significante golf, komend van de NAP - 20 m dieptelijn, niet te beïnvloeden. Beide golven mogen qua hoogte bij elkaar worden genomen volgens:

$$H_S = \sqrt{(H_{s20}^2 + H_L^2)} \quad (3.2.9)$$

Voor H_L wordt hier (deterministisch) 1 m aangenomen.

Op het ondiepe voorland zal laatstgenoemde significante golf breken als de hoogte groter is dan 0,5 keer de locale waterdiepte:

*) In dit rekenvoorbeeld is de relatie, gevonden door Bruinsma (1982) gebruikt. Deze relatie is empirisch vastgesteld voor de NAP - 20 m dieptelijn nabij Hoek van Holland.

$$H_{smax} = 0,5 * (S_v + D) \quad (3.2.10)$$

waarin D de diepte van het voorland beneden NAP is. Voor D wordt hier (deterministisch) 6 m verondersteld.

Aangenomen wordt, dat de significante golflengte L_{s20} op het voorland niet verandert.

Het breken van hoge golven als gevolg van de beperkte waterdiepte wordt gemodelleerd, door voor de variabele H_{smax} een "censored" distributie in te voeren. Voor zover significante golven lager zijn dan H_{smax} wordt de distributie voor H_s gehanteerd. Golven hoger dan H_{smax} worden gemodelleerd als H_{smax} .

De 2 % golfoploop wordt gemodelleerd volgens:

$$z_{2\%} = 1,75 \sqrt{(H_s * L_{s20}) \tan \alpha} \quad (3.2.11)$$

Voor de taludhelling, $\tan \alpha$, wordt (deterministisch) 1/6 aangenomen.

Het rekenschema voor de betrouwbaarheidsfunctie wordt dan als volgt:

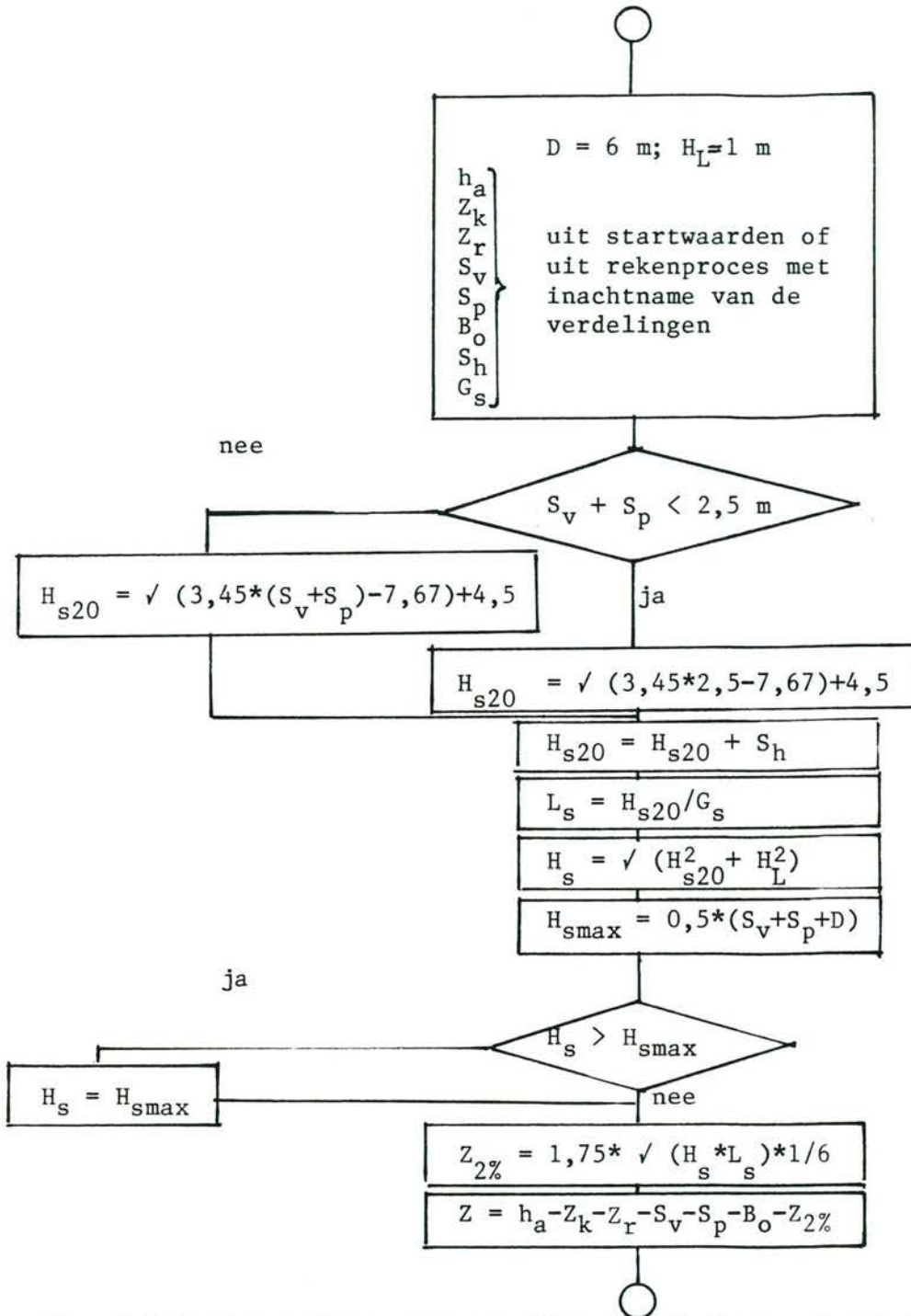


Fig. 3.2.4: Rekenschema voor bepaling van de betrouwbaarheidsfunctie

De uitkomsten van het rekenprogramma zijn gegeven op de volgende bladzijden onder DESIGN POINT.

Tabel 3.2.2. Resultaten faalkansberekening bij golfoverslag.

(golfsteilheid 3,75 %)

=====

NIET ALLE verdelingen normaal, 'precisie NORINV' 'afdaGO'

=====

STARTWAARDEN

	X(I)	mu(I)	sigma(I)	normale verdeling
AH	+1.34400E+001	+1.34400E+001	1.00000E-001	ja
ZK	+5.00000E-001	+5.00000E-001	1.00000E-001	ja
RZ	+1.00000E-001	+1.00000E-001	3.00000E-002	ja
SV	+4.50000E+000	+6.17440E-001	1.17633E+000	nee
SP	+0.00000E+000	+0.00000E+000	2.47500E-001	ja
BO	+4.00000E-001	+4.00000E-001	1.00000E-001	ja
SH	+0.00000E+000	+0.00000E+000	6.90000E-001	ja
GS	+3.75000E-002	+3.75000E-002	6.00000E-003	ja

BENADERING IN STARTPUNT

Betrouwbaarheidsfunctie: Z= 5.41072882026
 Gemiddelde van Z: = 5.41072882026
 Standaardafwijking van Z: = 1.90825012259
 Betrouwbaarheidsindex: BETA = 2.83544004854
 Faalkans Pr(Z<0): = .002288193293

	dZ/dX	dZ/dX*Si	(dZ/dX*Si)^2	%inVAR	ALFA	ALFA*BETA*Si	X*nieuw
AH	+1.000E+000	+1.000E-001	1.000E-002	.3	+5.24E-002	+1.49E-002	+1.34251E+001
ZK	-1.000E+000	-1.000E-001	1.000E-002	.3	-5.24E-002	-1.49E-002	+5.14859E-001
RZ	-1.000E+000	-3.000E-002	9.000E-004	.0	-1.57E-002	-1.34E-003	+1.01337E-001
SV	-1.484E+000	-1.746E+000	3.049E+000	87.7	-9.15E-001	-3.05E+000	+3.66937E+000
SP	-1.484E+000	-3.674E-001	1.350E-001	3.7	-1.93E-001	-1.35E-001	+1.35116E-001
BO	-1.000E+000	-1.000E-001	1.000E-002	.3	-5.24E-002	-1.49E-002	+4.14859E-001
SH	-5.853E-001	-4.039E-001	1.631E-001	4.5	-2.12E-001	-4.14E-001	+1.14070E-001
GS	+8.549E+001	+5.130E-001	2.631E-001	7.2	+2.69E-001	+4.57E-003	+3.29269E-002
			----- + -- +				
			3.641E+000	100.00			

DESIGN POINT

Betrouwbaarheidsfunctie: Z= .00000000004
 Gemiddelde van Z: = 3.87672303823
 Standaardafwijking van Z: = 1.96209511454
 Betrouwbaarheidsindex: BETA = 2.30597137668
 Laatste verandering in BETA = -.00000091847
 Faalkans Pr(Z<0): = .010556088182

	X(I)	mu(I)	sigma(I)	Aandeel in var. (%)
AH	+1.3428247E+001	+1.34400E+001	+1.00000E-001	2.5975E-001
ZK	+5.1175260E-001	+5.00000E-001	+1.00000E-001	2.5975E-001
RZ	+1.0105773E-001	+1.00000E-001	+3.00000E-002	2.3378E-002
SV	+3.1909050E+000	+1.66333E+000	+7.80541E-001	7.2029E+001
SP	+2.6859213E-002	+0.00000E+000	+1.03500E-001	1.2665E+000
BO	+4.1175260E-001	+4.00000E-001	+1.00000E-001	2.5975E-001
SH	+3.8163744E-001	+0.00000E+000	+6.90000E-001	5.7530E+000
GS	+3.1289430E-002	+3.75000E-002	+6.00000E-003	2.0149E+001

Tabel 3.2.3. Resultaten faalkansberekening bij golfoverslag.
(golfsteilheid 5 %)

=====

NIET ALLE verdelingen normaal, 'precisie NORINV' 'afdagO'

=====

STARTWAARDEN

	X(I)	mu(I)	sigma(I)	normale verdeling
AH	+1.34400E+001	+1.34400E+001	1.00000E-001	ja
ZK	+5.00000E-001	+5.00000E-001	1.00000E-001	ja
RZ	+1.00000E-001	+1.00000E-001	3.00000E-002	ja
SV	+5.00000E+000	+1.78260E-001	1.30172E+000	nee
SP	+0.00000E+000	+0.00000E+000	3.02500E-001	ja
BO	+4.00000E-001	+4.00000E-001	1.00000E-001	ja
SH	+0.00000E+000	+0.00000E+000	6.90000E-001	ja
GS	+5.00000E-002	+5.00000E-002	0.00000E+000	ja

BENADERING IN STARTPUNT

Betrouwbaarheidsfunctie: Z= 6.89635594406
 Gemiddelde van Z: = 6.89635594406
 Standaardafwijking van Z: = 1.95417522784
 Betrouwbaarheidsindex: BETA = 3.52903662161
 Faalkans Pr(Z<0): = .000208579889

	dZ/dX	dZ/dX*Si	(dZ/dX*Si)^2	Z in VAR	ALFA	ALFA*BETA*Si	X*nieuw
AH	+1.000E+000	+1.000E-001	1.000E-002	.3	+5.12E-002	+1.81E-002	+1.34219E+001
ZK	-1.000E+000	-1.000E-001	1.000E-002	.3	-5.12E-002	-1.81E-002	+5.18059E-001
RZ	-1.000E+000	-3.000E-002	9.000E-004	.0	-1.54E-002	-1.63E-003	+1.01623E-001
SV	-1.434E+000	-1.867E+000	3.485E+000	91.3	-9.55E-001	-4.39E+000	+4.53675E+000
SP	-1.434E+000	-4.339E-001	1.882E-001	4.7	-2.22E-001	-2.37E-001	+2.37003E-001
BO	-1.000E+000	-1.000E-001	1.000E-002	.3	-5.12E-002	-1.81E-002	+4.18059E-001
SH	-4.898E-001	-3.380E-001	1.142E-001	3.0	-1.73E-001	-4.21E-001	+4.21114E-001
GS	+1.000E+495	+0.000E+000	0.000E+000	0.0	+0.00E+000	+0.00E+000	+5.00000E-002
			----- + -- +				
			3.819E+000	100.00			

DESIGN POINT

Betrouwbaarheidsfunctie: Z= .000000000005
 Gemiddelde van Z: = 5.84116196574
 Standaardafwijking van Z: = 1.96270214366
 Betrouwbaarheidsindex: BETA = 3.11016683375
 Laatste verandering in BETA = -.00000053818
 Faalkans Pr(Z<0): = .00093497624

	X(I)	mu(I)	sigma(I)	Aandeel in var. (%)
AH	+1.3424154E+001	+1.34400E+001	+1.00000E-001	2.5959E-001
ZK	+5.1584635E-001	+5.00000E-001	+1.00000E-001	2.5959E-001
RZ	+1.0142617E-001	+1.00000E-001	+3.00000E-002	2.3363E-002
SV	+4.1454858E+000	+9.20359E-001	+1.07998E+000	9.2192E+001
SP	+1.2021033E-001	+0.00000E+000	+2.08503E-001	3.4363E+000
BO	+4.1584635E-001	+4.00000E-001	+1.00000E-001	2.5959E-001
SH	+4.0543202E-001	+0.00000E+000	+6.90000E-001	3.5692E+000
GS	+5.0000000E-002	+5.00000E-002	+0.00000E+000	0.0000E+000

3.2.5 Effect van het overschrijden van de grenstoestanden

Overstromend of overslaand water kan, behalve op het onderlopen van het beschermde gebied, effect hebben op andere faalmechanismen van de kering. Zo kan water, dat over het binnentalud afstroomt, daar indringen. Dit kan een gedeeltelijk verzadigde, gedeeltelijk onverzadigde grondwaterstroming in de bekleding van het binnentalud tot gevolg hebben. Dan kan afschuiven van het binnentalud optreden als gevolg van de drukken die door deze stromingen worden opgewekt (Lit. 'Edelman-effect'). Ook kan indringen van het water de lucht in de bekledingslaag verdringen naar de kern van het dijklichaam. Al dan niet in combinatie met stijging van het freatisch vlak in de dijk kunnen hierdoor de korrelspanningen zodanig afnemen dat de voor de stabiliteit van het binnentalud benodigde schuifweerstand niet meer aanwezig is, of de gecomprimeerde lucht kan zich een uitweg door de bekleding op de kruin van de dijk zoeken, waardoor scheuren ontstaan. ('Lisse-effect').

Erosie van het binnentalud kan veroorzaakt worden door over dat talud afstromende water, dat van voor de dijk afkomstig is. Door erosie en de daardoor mogelijk in gang gezette mechanismen (bijvoorbeeld macro-instabiliteit) kan een stroomgat ontstaan. De ontwikkeling daarvan in de tijd (van invloed op de inundatiesnelheid) is nog onvoldoende onderzocht. Dit onderzoek heeft naar de mening van de Werkgroep een hoge prioriteit.

In de studies van de Werkgroep is (nog) geen onderzoek verricht naar het effect van overstromend of overslaand water op de in de vorige alinea genoemde "andere faalmechanismen".

3.3 Macro-instabiliteit

3.3.1 Mechanisme

Een talud, als overgang tussen twee terreinniveaus 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.

We spreken van macro-instabiliteit om aan te geven dat we afschuiven langs een groot glijvlak bedoelen, in tegenstelling tot micro-instabiliteit, waarmee een veel localer verschijnsel wordt bedoeld (zie paragraaf 3.4).

Controle van macro-instabiliteit gebeurt in de praktijk door het beschouwen van evenwicht van momenten die werken op een deel van de grond in het grondlichaam, begrensd door maaiveld en talud enerzijds en een cirkelvormig (soms een ander) potentiële glijvlak anderzijds: een zogenaamde potentiële bezwijkvorm (zie figuur 3.3.1). Op de grond in de bezwijkvorm werken enerzijds de zwaartekracht en externe krachten, welke het afschuiven langs het potentiële glijvlak willen bewerkstelligen (via het zogenaamde aandrijvende moment M_a) en anderzijds de gemobiliseerde schuifweerstand langs de glijcirkel die afschuiven wil verhinderen (via het zogenaamde tegenwerkende moment M_t). De schuifweerstand is opgebouwd uit bijdragen die komen van de cohesie c' van de grond en van interne schuifweerstand $\sigma'_n \cdot \text{tg } \phi$. Hierin is σ'_n de effectieve grondspanning loodrecht op het glijvlak en ϕ de hoek van inwendige wrijving van de grond. Het tegenwerkende moment is in een evenwichtssituatie (een stabiele toestand) gelijk aan het aandrijvende moment. Veronderstellen we dat de cohesie en de interne wrijving in gelijke mate worden aangesproken (volgens de methoden van o.a. Bishop en Fellenius, [3.7]), dan kan de mobilisatiefactor worden berekend uit:

$$M_t = R \int_{C_b} \frac{1}{F_C} \{c' + \sigma'_n \cdot \text{tg } \phi\} dC_b = M_a \quad (3.3.1)$$

waarin C_b symbolisch de glijcirkelboog met straal R voorstelt. De grootte $1/F_C$ is de mobilisator, F_C wordt de stabiliteitsfactor, ook wel evenwichtsfactor, genoemd. In berekeningsmethoden wordt de bezwijkvorm opgedeeld in een aantal verticale lamellen. De integraal in het linkerlid van vergelijking (3.3.1) kan dan geschreven worden als een sommatie over lamellen (zie figuur 3.3.1a). De effectieve normaalspanning op het glijvlak wordt berekend met behulp van een evenwichtsbeschouwing van de verticale krachten die op een lamel werken. In de methode Bishop, de meest gebruikelijke methode voor glijvlakanalyses in de praktijk, gebeurt dit

onder de aanname dat de krachten die de naastliggende lamellen uitoefenen niet resulteren in een verticale krachtscomponent op de beschouwde lamel. Via een iteratief rekenschema kan de stabiliteitsfactor uit de gediscrètiseerde versie van vergelijking (3.3.1) worden opgelost voor een aangenomen glijvlak. Door systematisch aftasten wordt de glijcirkel gevonden met de kleinste stabiliteitsfactor. Deze cirkel wordt de kritieke glijcirkel genoemd. De bijbehorende stabiliteitsfactor wordt de stabiliteitsfactor van het talud genoemd.

$$F = \min F_i \quad (i = 1 \dots n) \quad (3.3.2)$$

waarin F de stabiliteitsfactor van het talud is en F_i ($i = 1 \dots n$) een eindige verzameling stabiliteitsfactoren, behorende bij de glijcirkels die de oneindige verzameling van alle mogelijke glijcirkels goed representeren.

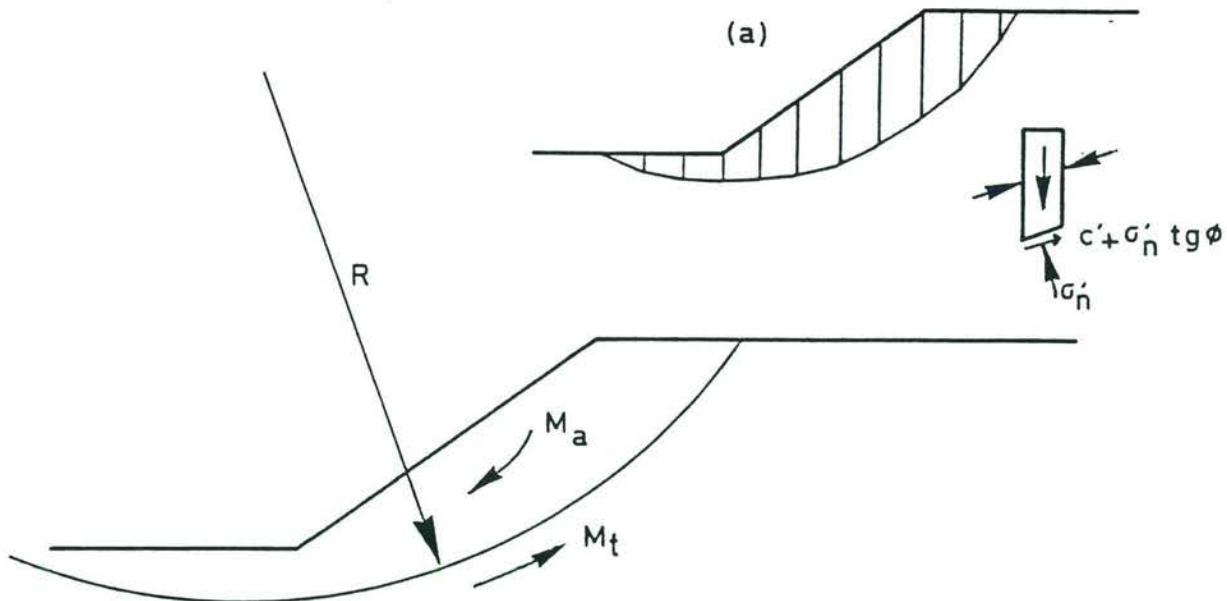


Fig. 3.3.1: Bezwijkmechanisme voor instabiliteit van een talud en lamel-
lendiscretisatie (a)

De grootte van de stabiliteitsfactor is van een groot aantal probleemvariabelen afhankelijk, met name van de geometrie van het profiel van het talud en van de grondlaagindeling, het eigen gewicht van de grond en de externe belastingen, de schuifsterkteparameters van de grond en de grootte van de eventueel aanwezige water (over)spanningen. In principe zijn al deze grootheden onzekere variabelen en derhalve is ook de stabiliteitsfactor een onzekere grootheid. In een probabilistische analyse kunnen we de probleemvariabelen opvatten als stochastische grootheden. Uit de kansverdelingsfuncties van de probleemvariabelen kunnen we de kansverdelingsfunctie van de stabiliteitsfactor afleiden en daaruit de kans dat de stabiliteitsfactor kleiner dan 1.0 is. Deze kans zullen we voorlopig aanduiden als de kans op instabiliteit van het talud. In paragraaf 3.3.4 zullen we hierop terugkomen.

De onzekerheid in de probleemvariabelen wordt ook wel uitgedrukt in een relatieve spreidingsmaat, namelijk de variatiecoëfficiënt. Dit is het quotiënt van standaardafwijking en verwachtingswaarde. Niet voor alle probleemvariabelen is de relatieve spreiding even groot en niet elke spreiding werkt even sterk door in de stabiliteitsfactor. Figuur 3.3.2 geeft een indruk van de bijdrage aan de spreiding van de stabiliteitsfactor die afkomstig is van de verschillende probleemvariabelen. Deze figuur is ontleend aan Alonso [3.8]. Hoewel strict genomen deze verdeling alleen geldt voor het daar onderzochte geval, rijst al gauw het vermoeden dat vooral de variabelen die het tegenwerkende moment beïnvloeden de onzekerheid van de stabiliteitsfactor domineren. De belangrijkste zijn de waterspanningen en de schuifsterkte eigenschappen van de grond, vooral de cohesie. Voor wat betreft het relatieve aandeel van de waterspanningsvariëaties wordt elders (v.d. Meer & Meermans, [3.9]) een geringe waarde gevonden. Zij concluderen op basis van berekeningsresultaten dat weliswaar het gemiddelde niveau van de waterspanningen erg belangrijk is, maar dat variaties weinig invloed hebben op de onzekerheid in de stabiliteitsfactor. Dit opmerkelijke verschil in conclusies moet naar alle waarschijnlijkheid worden geweten aan de manier waarop waterspanningsvariëaties zijn gemodelleerd. Alonso brengt een waterspanningsvariëatie in rekening die constant is over het hele beschouwde grondmassief. De variaties in de verschillende lamellen van de Bishop stabiliteitsanalyse zijn volledig

gecorrleerd. Van der Meer & Meermans definieren een waterspanningsvariatie per lamel in de Bishopberekening en de variaties in de verschillende lamellen zijn ongecorrleerd.

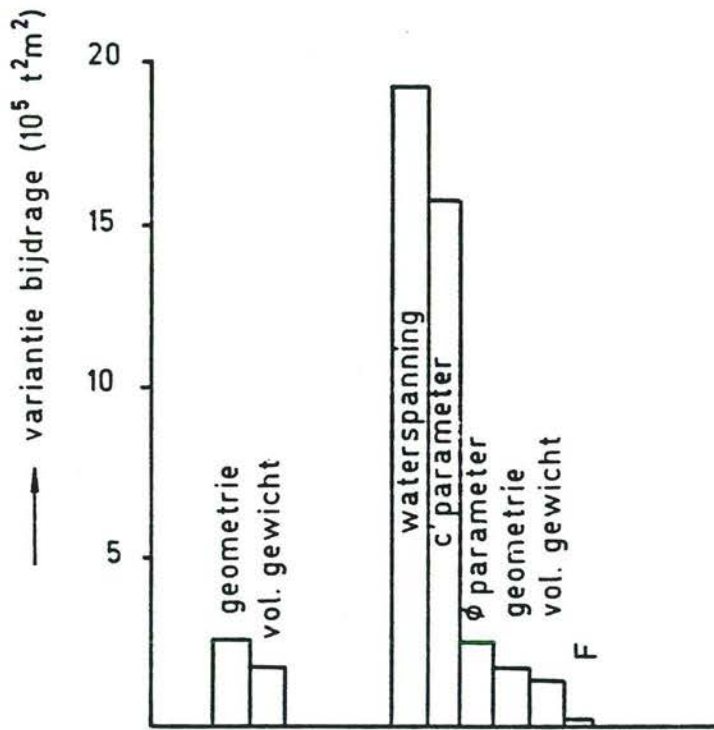


Fig. 3.3.2: Bijdragen aan de variantie van de stabiliteitsfactor (overgenomen uit ref. [3.8]).

De eerste studies van stabiliteit van taluds in een probabilistische context stammen uit het begin van de zeventiger jaren (Wu & Kraft [3.10], Cornell [3.11]). Sindsdien is een grote hoeveelheid publicaties verschenen in de internationale literatuur. We noemen o.a. Alonso [3.8], Morla Catalan & Cornell [3.12], Tang Yucemen & Ang [3.13], Vanmarcke [3.14], Veneziano [3.15], Matsuo & Asaoka ref. [3.16].

Zonder uitzondering zijn deze studies betrokken op cirkelvormige glijvlakken en een Bishop of Fellenius achtige berekeningsgang. Kennelijk bestaat er een diepgeworteld vertrouwen in de correctheid van deze modellen. Stabiliteitsfactoren die berekend zijn met de glijcirkelmethoden van Bishop verschillen in het algemeen weinig of nauwelijks van stabiliteits-

factoren die berekend zijn met andere methoden (bijvoorbeeld analyses volgens Spencer, Morgenstern & Price, of vervormingsberekeningen met behulp van een eindige elementenmethode), dit voor zover het gaat om deterministische berekeningen. De overeenkomst tussen de verschillende methoden voor wat betreft het resultaat van een probabilistische berekening is, voor zover bekend, niet onderzocht. Hier ligt dus nog een interessant onderzoeksterrein. Mogelijk levert zulk een onderzoek tevens indicaties op betreffende de modelonzekerheid van het glijcirkelmodel.

3.3.2 De betrouwbaarheidsfunctie

Voorlopig wordt aangenomen dat een potentiële bezwijkvorm, die geassocieerd wordt met een glijcirkel, al dan niet werkelijk optreedt indien de bij die glijcirkel behorende stabiliteitsfactor kleiner dan respectievelijk groter dan 1,0 is. De kans dat zo'n bezwijkvorm optreedt is derhalve gelijk aan de kans dat de ermee geassocieerde stabiliteitsfactor kleiner dan 1,0 is:

$$P\{f_i\} = P\{F_i < 1\} \quad (i = 1 \dots n) \quad (3.3.3)$$

waarin f_i de gebeurtenis "de bezwijkvorm geassocieerd met glijcirkel i treedt op" representeert. We kunnen de betrouwbaarheidsfuncties voor de bezwijkvorm schrijven als:

$$Z_i = F_i - 1 \quad (i = 1 \dots n) \quad (3.3.4)$$

en de bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_i = \frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}} = \frac{\mu_{F_i} - 1}{\sigma_{F_i}} \quad (i = 1 \dots n) \quad (3.3.4a)$$

waarin μ en σ respectievelijk de verwachtingswaarde en de standaardafwijking aanduiden. Naar analogie met de definitie voor de stabiliteitsfactor van het talud, definiëren we de kans op instabiliteit van het talud als:

$$P \{f\} = P \{ \min F_i < 1 \} \quad (3.3.5)$$

De betrouwbaarheidsfunctie voor het talud kunnen we schrijven als:

$$Z = F - 1 \quad (3.3.6)$$

en met de definitie (3.3.2) volgt:

$$Z = \min (F_i) - 1 = \min (F_i - 1) = \min Z_i \quad (3.3.6a)$$

Dit is een redelijk ingewikkelde betrouwbaarheidsfunctie vanwege het moeilijke niet-lineaire karakter van de "minimum"-functie. In feite wordt door vergelijking (3.3.6a) aangegeven dat de bezwijkvormen die geassocieerd zijn met de glijcirkels een seriesysteem vormen (zie hoofdstuk 2):

$$P \{f\} = P \{ \min Z_i < 0 \} = P \left\{ \bigcup_{i=1}^n Z_i < 0 \right\} = P \left\{ \bigcup_{i=1}^n f_i \right\} \quad (3.3.7)$$

waarin de operatie U staat voor vereniging van gebeurtenissen (en/of). De betrouwbaarheidsfuncties Z_i van dit seriesysteem zijn alle in meer of mindere mate gecorreleerd. De grootste bijdragen aan de seriefaalkans zijn te verwachten van de glijcirkels met een grote glijcirkelfaalkans en er is sprake van substantieel serie-effect indien de betrouwbaarheidsfuncties bij deze cirkels onderling zwak gecorreleerd zijn. Meestal wordt aangenomen dat de invloed van het serie-effect bij taluds over het algemeen gering zal zijn. Buiten de cirkel met de kleinste betrouwbaarheidsindex (de kritieke glijcirkel in probabilistische zin genoemd) komt slechts een gering aantal cirkels voor die niet sterk gecorreleerd zijn met de kritieke glijcirkel en tevens een faalkans hebben die niet verwaarloosbaar is ten opzichte van de faalkans hiervan. De faalkans van het talud wordt geïdentificeerd met de faalkans van de in probabilistische zin kritieke glijcirkel. Opgemerkt zij overigens dat deze cirkel niet noodzakelijk samenvalt met de kritieke glijcirkel in deterministische zin, dus de glijcirkel met de kleinste geassocieerde deterministische stabiliteitsfactor.

Overigens wordt opgemerkt dat de gebeurtenis $F_i < 1$ equivalent is met de gebeurtenis $M_{ti}^{\max} < M_{ai}$, waarin M_{ti}^{\max} het maximaal mobiliseerbaar tegenwerkend moment van de beschouwde glijcirkel i is. Een equivalente definitie van de betrouwbaarheidsfunctie voor een glijcirkel is derhalve:

$$Z_i = M_{ti}^{\max} - M_{ai} \quad (3.3.7a)$$

3.3.3 In rekening te brengen spreiding van de probleemvariabelen

De spreiding van de probleemvariabelen wordt vastgesteld door metingen in het terrein (geometrievariabelen, waterspanningen) of metingen in het laboratorium (schuifsterkte, volumegewicht). Per definitie wordt met deze (punt-)metingen de spreiding vastgesteld zoals die zich van punt tot punt in het terrein manifesteert.

In de glijvlakberekeningen moet gerekend worden met gemiddelde waarden van de probleemvariabelen in het beschouwde afschuifvolume of langs het afschuifoppervlak. Het bezwijkmechanisme is feitelijk een parallelsysteem, waarin lokale variaties van grondeigenschappen of geometrievariabelen op z'n minst gedeeltelijk worden uitgemiddeld.

Als gevolg hiervan zullen we in een betrouwbaarheidsanalyse ervoor moeten zorgen dat bij de in te voeren spreidingen van probleemvariabelen rekening gehouden wordt met dit uitmiddelingseffect. In de meeste rekenprocedures gebeurt dit door de puntspreidingen te reduceren.

Het is mogelijk om theoretische relaties aan te geven waarmee de verhouding tussen grootte van puntspreiding van een variabele en de grootte van de spreiding van de over een volume of oppervlak gemiddelde waarde ervan (Vanmarcke, [3.17]). Hoe groter het beschouwde uitmiddelingsvolume, des te groter deze verhouding is. Naast de grootte van het uitmiddelingsgebied is deze verhouding afhankelijk van een andere eigenschap van de variaties van de variabele, namelijk de "warrigheid", die wordt uitgedrukt in een autocorrelatiefunctie (Vanmarcke, [3.17]). Hoewel uit de literatuur enige indicaties van de autocorrelatiefunctie voor sommige grondeigenschappen bekend zijn en op grond van min of meer tentatieve redenerin-

gen enig gevoel hiervoor kan ontwikkeld worden (Calle [3.18]) moet gesteld worden dat hierover eigenlijk weinig bekend is. Mede vanwege het belang van de autocorrelatie-eigenschappen voor het in paragraaf 3.6 te bespreken lengte-effect is het gewenst dat hiernaar onderzoek wordt verricht. Door TAW 3 is onlangs een uitgebreid onderzoek naar de ruimtelijke autocorrelatiestructuur van grondeigenschappen geïnitieerd.

Voor wat betreft het bepalen van het uitmiddelingseffect speelt nog een andere zaak een rol. Zou de autocorrelatiefunctie al bekend zijn voor de diverse probleemvariabelen, dan nog moet een relevante maat voor de afmeting van de bezwijkvorm in de lengterichting van de dijk worden aangegeven. Het is mogelijk zo'n maat aan te geven met behulp van een wat verfijnder model voor het bezwijkmechanisme bij macro-instabiliteit (Vanmarcke, [3.14], Calle [3.19]). De verwachte afmeting van het bezwijkmechanisme in de lengterichting van de dijk is overigens o.a. weer afhankelijk van de autocorrelatiefunctie. Bij deze verfijnde modellen wordt overigens het later te bespreken lengte-effect en het effect van de eindige afmeting van een instabiliteit (eindvlakbijdragen aan het tegenwerkende moment) meegenomen. Het uitmiddelingseffect wordt op een consistente manier in het model verwerkt. In de voorbeeldberekening (Vrouwenvelder & Wubs, [3.20]) is vooralsnog niet met deze modellen gerekend om de toch al gecompliceerde eerste stap naar een geïntegreerde veiligheidsanalyse zo eenvoudig mogelijk te houden.

3.3.4 Effect van het overschrijden van de grenstoestand

De gebeurtenis " $Z < 0$ " wordt aangeduid als het overschrijden van de grenstoestand voor stabiliteit. In de voorbeeldberekening voor een rivierdijk [3.20] wordt aangenomen dat deze gebeurtenis impliceert dat instabiliteit daadwerkelijk optreedt en dat de omvang hiervan zodanig is, dat dit direct leidt tot inundatie van het achterland. Beide veronderstellingen zijn voor discussie vatbaar.

Dat een stabiliteitsfactor kleiner dan 1,0 niet noodzakelijk hoeft te leiden tot een daadwerkelijke instabiliteit, kan worden aangetoond aan de hand van een verfijning van het rekenmodel, waarbij de eindvlakbijdragen aan het tegenwerkende moment bij een afschuiving van eindige lengte mede

in beschouwing wordt genomen. De kans dat een bezwijkvorm met eindige lengte optreedt is kleiner dan de kans dat de stabiliteitsfactor in klas-sieke zin kleiner dan 1.0 is, als gevolg van deze bijdragen. Opgemerkt moet echter worden dat in de definitie van de kans op instabiel gedrag (volgens vergelijking 3.3.3.) niet het lengte-effect meegenomen wordt dat zou leiden tot vergroting van de schatting van de faalkans (zie paragraaf 3.6.).

Dat vervolgens een werkelijke instabiliteit volledig verlies van functie van de waterkering zou inhouden is evenmin noodzakelijk. Een afschuiving waarbij de kruin van het dijklichaam (nagenoeg) op hoogte zou blijven levert geen direct overstromingsgevaar op. Wel kan gesteld worden dat de waterkering lokaal aan sterkte inboet, waardoor de kans op fataal stabili-teitsverlies bij een voldoende hoge waterstand aanzienlijk toegenomen kan zijn.

De veronderstelling dat stabiliteitsverlies direct leidt tot inundatie-gevaar, is naar het zich laat aanzien wel conservatief maar niet onrea-listisch.

3.3.5. Invloed van andere mechanismen op de macro-instabiliteit

Het optreden van andere mechanismen zou kunnen leiden tot een verhoogd risico op macro-instabiliteit en daardoor tot een grotere kans op inunda-tie dan op grond van het mechanisme zelf kan worden verwacht.

Zo zou bijvoorbeeld het mechanisme overlopen niet noodzakelijk behoeven te leiden tot een catastrofale inundatie van de polder als het overloop-debiet voldoende klein is ten opzichte van het bergend vermogen van de polder, rekening houdend met eventuele bemalingsovercapaciteit. Echter, overstromend water zal infiltratie van het binnentalud van de dijk tot gevolg hebben waardoor de reserve tegen macro-instabiliteit drastisch af-neemt door verzadiging (Edelman-effect) of luchtinsluitingen (Lisse-effect). Zou hierdoor instabiel gedrag van het binnentalud het gevolg zijn, dan kan dit leiden tot dijkdoorbraak met als gevolg catastrofale inundatie van de polder.

Een soortgelijke redenering kan worden opgezet met betrekking tot het mechanisme micro-instabiliteit. Kenmerk voor dit mechanisme, zoals geformuleerd in paragraaf 3.4.3., is dat initiële micro-instabiliteit leidt tot uitholling van het binnentalud van de dijk, tot een evenwichtstoestand is bereikt waarbij al dan niet de kruinhoogte is aangetast. In het laatste geval wordt aangenomen dat dit mechanisme niet leidt tot dijkdoorbraak. Het is wel denkbaar dat door de uitholling van het binnentalud een verhoogde kans op macro-instabiliteit ontstaat.

Het effect van zulke "trigger"-mechanismen dient naar de mening van de werkgroep nader te worden onderzocht.

3.3.6. Ontwikkeling freatische waterspanningen in een rivierdijk tijdens een hoogwatergolf

Vanwege het belang ervan voor eventueel instabiel gedrag van het binnentalud is bij het uitvoeren van de voorbeeldberekening voor een rivierdijk relatief veel aandacht besteed aan het vinden van een eenvoudig rekenmodel, waarmee de tijdsafhankelijke positie van de freatische lijn, als functie van de rivierwaterstand, kan worden geschat [3.21].

In eerste instantie is daarbij uitgegaan van de veronderstelling dat het effect van een eventuele bekledingslaag van het talud aan de rivierzijde te verwaarlozen is. Deze veronderstelling is niet ongebruikelijk bij deterministische controle van de stabiliteit van de dijk. Op basis van veronderstelde horizontale stroming van het grondwater in het dijklichaam (z.g. Dupuit aanname) konden formules worden afgeleid voor de berekening van de positie van de freatische lijn en de grootte van het kweloppervlak aan de binnenzijde van de dijk, als functie van het tijdsafhankelijke verloop van de rivierstand bij hoogwaterafvoer. Het bleek mogelijk deze formules aanzienlijk te vereenvoudigen, zodat bij de betrouwbaarheidsberekeningen met zeer eenvoudige formules kon worden gewerkt.

Later is een rekenmodel opgesteld om de invloed van een min of meer afsluitende bekledingslaag op de ontwikkeling van de grondwaterstroming in

het dijklichaam te onderzoeken. Achteraf is door vereenvoudiging weer een uiterst simpele procedure gevonden ten behoeve van de betrouwbaarheidsberekeningen. In grote lijnen behelst het rekenmodel het volgende. Aan de bekledingslaag worden lekeigenschappen toegekend, waarin de dikte en doorlatendheid van de laag, de mate van gescheurdheid en eventuele geperforeerdheid en lekken in de aansluiting tussen bekleding en het overige dijk- en ondergrondmateriaal een rol kunnen spelen. Al deze factoren worden samengevat in een lekfactor van de bekledingslaag. Met behulp van deze factor en het potentiaalverschil over de laag wordt het lekdebiet door de laag berekend. Dit lekdebiet voedt de (horizontale) freatische grondwaterstroming door de kern van de dijk, waaruit de positie van de freatische lijn en de grootte van een eventueel sijpeloppervlak kan worden geschat. Op grond van eenvoudige aannamen kon een theoretische schatting van de lekfactor in het ontwerp van het rekenvoorbeeld worden gemaakt. Uit de betrouwbaarheidsberekeningen bleek dat de geschatte kans op instabiliteit drastisch werd gereduceerd door het in beschouwing nemen van een min of meer afsluitende bekledingslaag. De effectiviteit van bekledingslagen verdient daarom nader (empirisch) onderzoek.

3.4. Micro-instabiliteit

3.4.1. Mechanisme

Micro-instabiliteit is in feite een bijzondere vorm van grondmechanisch stabiliteitsverlies van een talud, analoog aan het mechanisme macro-instabiliteit (zie paragraaf. 3.3.). Micro-instabiliteiten treden op aan de oppervlakte van (boven- of onderwater) taluds, waarbij onder invloed van de uittredende grondwaterstroming gronddeeltjes uit het talud worden weggevoerd.

Bij dijken doet zich dit meestal voor aan het benedenbeloop van het binnentalud, tijdens of kort na hoge (rivier of zee-) waterstanden. Het gebied van uittredend grondwater wordt daarbij het sijpeloppervlak genoemd. In de praktijk treedt micro-instabiliteit vooral op bij niet-cohesieve materialen. Bij cohesieve materialen zullen eerder diepere afschuivingen ontstaan.

Het mechanisme kan worden beschreven aan de hand van een kritieke evenwichtsbeschouwing op analoge wijze als bij de macro-instabiliteit.

Gebruikelijk is echter, gelet op de kleine schaal (uitspoeling van kleine grondelementjes) om niet het momentenevenwicht, maar het krachtenevenwicht evenwijdig aan het talud te beschouwen. Wordt nu een klein grondelement aan het oppervlak van het talud beschouwd (zie figuur 3.4.1), dan werken daarop de volgende volumekrachten:

- effectief gewicht (verticaal): $\gamma_n - \gamma_w$ (γ_n = volumegewicht natte grond)
 - stromingskracht : $i * \gamma_w$ (i = gradient c.q. verhang)
- (In de richting van de uittredende grondwaterstroming i onder hoek β met de horizontaal).

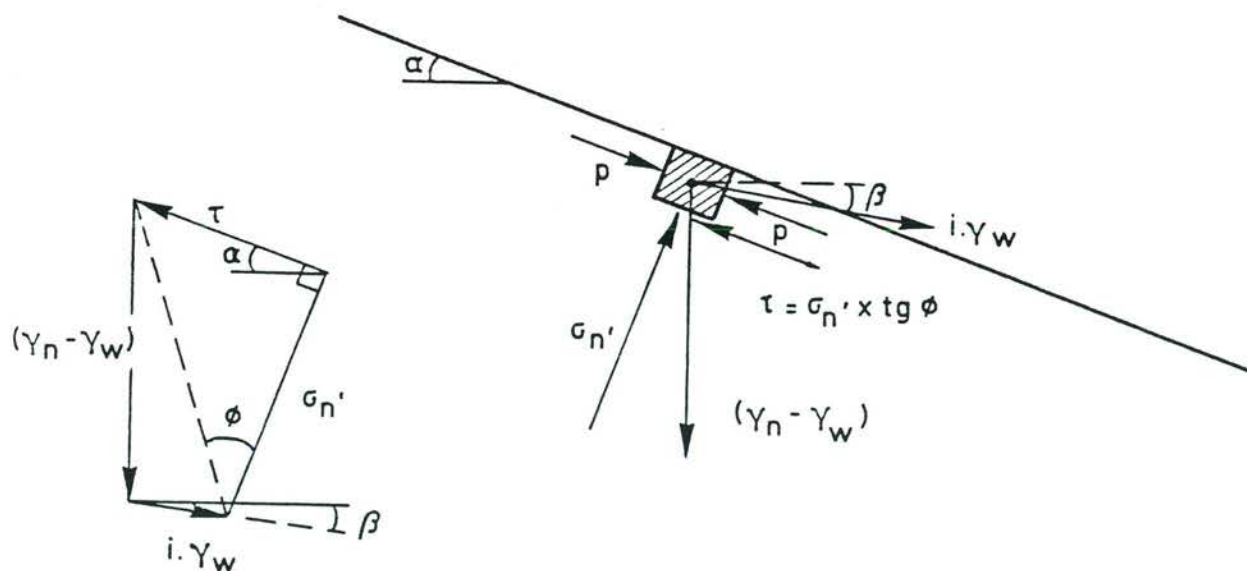


Fig. 3.4.1. Schematische krachten op volume-elementje aan oppervlak grondtalud bij uittredend grondwater.

Als weerstand biedende "kracht" werkt op de onderzijde van het grondelement de schuifspanning τ die maximaal $\tau_g \phi * \sigma_n'$ bedraagt. Hierbij is ϕ de hoek van inwendige wrijving van de grond en σ_n' de normaalspanning aan de onderzijde van het element. De krachten (normaal- en schuifspanningen)

op de twee zijvlakken worden verondersteld elkaar volledig te compenseren. Dit is feitelijk alleen correct voor een oneindig lang talud waarbij, op grond van symmetrie-overwegingen, deze krachten gelijk zijn. Uit de evenwichtsbeschouwing, evenwijdig aan het talud (zie figuur 3.4.1) met hellingshoek α kan worden afgeleid dat het elementje stabiel is, indien voldaan wordt aan:

$$\frac{i \cdot \gamma_w \cdot \cos(\alpha - \beta) + (\gamma_n - \gamma_w) \cdot \sin \alpha}{-i \cdot \gamma_w \cdot \sin(\alpha - \beta) + (\gamma_n - \gamma_w) \cos \alpha} \leq \text{tg } \phi \quad (3.4.1)$$

3.4.2. De betrouwbaarheidsfunctie

Met behulp van formule (3.4.1) kan voor een aantal condities de betrouwbaarheidsfunctie worden bepaald:

1. **Uittredend grondwater voor bovenwatertalud**

Voor uittredend water op een bovenwatertalud geldt $i = \text{tg } \alpha$. De uitstromingsrichting wordt voorts horizontaal ($\beta = 0$) verondersteld, waarbij volgens formule (3.4.1) de meest ongunstige situatie ontstaat (N.B. omhooggerichte stroming op het bovenwatertalud ($\beta < 0$), wordt voorshands door het neerwaarts gerichte karakter van de freatische lijn niet reëel verondersteld).

Met bovengenoemde aannamen en invulling van $\gamma_n / \gamma_w = 2$, kan formule (3.4.1) worden herschreven tot de betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = \text{tg } \phi - \text{tg } 2\alpha \quad (3.4.2)$$

Naast de hellingshoek α van het talud is de interne wrijvingshoek ϕ de belangrijkste grondsterkteparameter.

2. **Uittredend grondwater voor onderwatertalud**

Onder water kan per definitie alleen loodrechte uitstroming plaatsvinden (equipotentiaallijn staat loodrecht op stroomlijn), dus $\beta = \alpha - 90^\circ$.

Hiermee kan (3.4.1) worden herleid tot:

$$Z = \operatorname{tg} \phi - \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha - i} \quad (3.4.3)$$

In dit geval blijkt dus naast de hellinghoek α en de grondsterkteparameter ϕ ook de grootte van het verhang i van belang te zijn.

Deze kan in het algemeen bepaald worden aan de hand van grondwaterstromingsberekeningen. Hiertoe is een aantal modellen beschikbaar, o.a. analogon modellen (Electrisch Netwerk Analogon ELNAG, teledeltos - RWS-), numerieke modellen gebaseerd op elementenmethoden (o.a. SEEP-LGM, SOPHIA -TH Delft) en op differentie-methoden (o.a. MOTGRO - RWS). Daarnaast zijn voor een aantal sterk geschematiseerde gevallen ook analytische uitdrukkingen beschikbaar.

3.4.3. Effect van het overschrijden van de grenstoestand

Het overschrijden van de grenstoestand micro-instabiliteit behoeft niet onmiddellijk tot verlies van de waterkerende functie van de dijk te leiden.

Het weggespoelde materiaal zal i.h.a. op enige afstand worden afgezet. De uitspoeling zal bovendien beperkt blijven tot die zone waar niet aan het stabiliteitscriterium wordt voldaan.

Voor een onderwatertalud is de aanvang van de uitspoel- en sedimentatiezone niet zonder meer te bepalen. Wel kan door middel van aanvullende grondwaterstromingsberekeningen bij aangenomen sedimentatiezones worden nagegaan of het proces stopt, dan wel verder voortschrijdt.

Voor bovenwatertaluds kan wel een globale afschatting van het schadeprofiel worden gemaakt onder de aanamen dat (zie figuur 3.4.2):

- het materiaal niet hoger kan uitspoelen dan het oorspronkelijke uit-treedpunt op het sijpeloppervlak (uittreedhoogte o)
- het weggevoerde materiaal wordt afgezet onder een evenwichtshelling van $\frac{1}{2} \phi$
- het hoger gelegen materiaal wel kan bijzakken tot onder een helling van het natuurlijk talud ϕ .

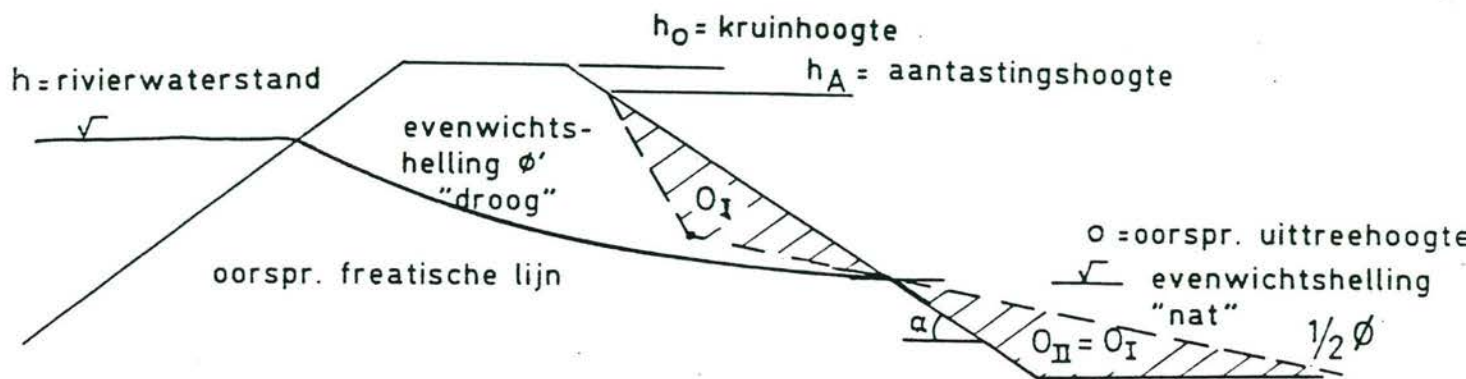


Fig. 3.4.2. Schade profiel t.g.v. micro-instabiliteit van een bovenwater-talud.

In bijlage V van [7.1] is voor een eenvoudige dijkgeometrie de aantastingshoogte h_A als functie van de uitreedhoogte o , de taludhelling en de interne wrijvingshoek ϕ beschreven.

Wordt nu als nadere definitie van falen van de waterkering t.g.v. micro-instabiliteit aangenomen dat de aantastingshoogte h_A voortschrijdt tot in de kruin (hoogte h_0), dan leidt dit tot de volgende betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = h_0 - h_A(o, \alpha, \phi) \text{ indien } \alpha > \frac{1}{2} \phi \quad (3.4.4)$$

De uitreedhoogte o wordt bepaald door de hoogte van de buitenwaterstand h , de duur T hiervan, de dijkgeometrie en de doorlatendheid (k_f) van (de verschillende lagen van) het dijklichaam. Van sterk geschematiseerde dijkprofielen bestaan hiervoor [3.22] analytische uitdrukkingen:

$$o = o(h, T, k_f, \text{ geometrie}) \quad (3.4.5)$$

Voor meer complexe situaties zijn de eerder genoemde analoge of numerieke modellen beschikbaar.

Opgemerkt wordt dat bij het hiervoor beschreven schadeprofiel ook de macro-instabiliteit gecheckt moet worden, met name voor glijvlakken die door de kruin van de dijk lopen.

Samenvattend kan worden gesteld dat thans de grenstoestand micro-instabiliteit redelijk beschreven kan worden. Bovendien zijn in de praktijk adequate maatregelen ter voorkoming van micro-instabiliteit eenvoudig te treffen (verflauwing deel van het talud c.q. het aanbrengen van een afdekkende filterconstructie).

Om deze redenen wordt nader onderzoek op korte termijn naar het mechanisme micro-instabiliteit, dat zich dan vooral op het schadeprofiel zou moeten richten, niet urgent geacht.

Opmerking

In sommige publicaties, o.a. [3.23], wordt micro-instabiliteit aangeduid met de term 'verweking'. Dit is echter in principe onjuist. Verweking treedt pas op als t.g.v. een toename van de waterspanningen de korrelspanningen nihil worden (= liquefaction c.q. drijfzand).

3.5. Piping

3.5.1. Mechanisme

Piping of pijpvorming onder dijken treedt op als gevolg van het meevoeren van gronddeeltjes door de erosieve werking van de kwelstroom. Piping wordt voorafgegaan door de vorming van zandmeevoerende wellen. Niet alleen langs de rivierdijken, maar ook langs de zeedijken (onder andere in Zeeland, [3.24]) is dit laatste verschijnsel veelvuldig waar te nemen. De wellen manifesteren zich vooral tijdens hoge buitenwaterstanden; (zie figuur 3.5.1).

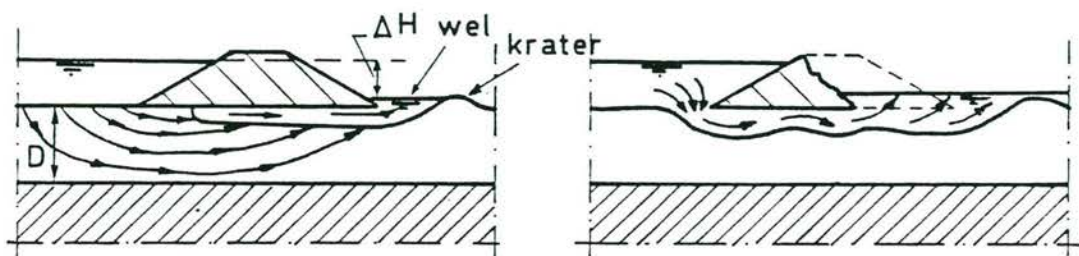


Fig. 3.5.1: Zandmeevoerende wellen en piping.

De grootte van de kwelstroom in een watervoerend zandpakket onder een dijklichaam hangt af van het verschil in waterstand aan de buitendijkse (= intree) zijde en het polderpeil (uittreezijde h) en van de geometrie en de doorlatendheid van het zandpakket (o.a. kwallengte, zandlaagdikte D). Voor piping is vooral de grootte van de kwelstroming (verhangen) nabij de uittreezone van belang.

Of een bepaald uittreeverhang ook werkelijk piping veroorzaakt, wordt voorts bepaald door de eigenschappen van het zandpakket, waarvan de gemiddelde korrel diameter D_{50} en de uniformiteitscoëfficiënt $U = D_{60}/D_{10}$ als belangrijke parameters worden beschouwd.

De bestaande criteria, zoals die in Nederland met name toepassing vinden bij de beoordeling van de rivierdijken en die erop gericht zijn het begin van piping te voorkomen, hebben betrekking op langdurige waterstandsverschillen. Hierbij is de kwelstroming als stationair op te vatten.

Bij rivierdijken ligt deze benadering voor de hand omdat de relevante hoogwatergolven zich meestal over meerdere dagen uitstrekken. Bij zeedijken daarentegen komen deze langdurige hoge waterstanden in het algemeen niet voor. Daarom wordt tot op heden het pipinggevaar bij zeedijken niet

groot geacht. Dit ondanks het feit dat in 1894 in Tholen een dijkdoorbraak vermoedelijk is toe te schrijven aan piping.

Opmerking

In geval er binnendijs een ondoorlatende afdekkende laag voorkomt, kan piping door deze laag pas plaatsvinden nadat deze laag is opgebarsten. Voorwaarde voor het ontstaan van piping voor deze situatie is dus dat het opbarstcriterium wordt bereikt.

Opbarsten treedt op indien de waterspanning u aan de onderzijde van de afdekkende laag de grondspanning t.g.v. het natte gewicht van deze laag overschrijdt:

$$u \geq \sum d_i * \gamma_{n_i} \quad (3.5.1)$$

met d_i = dikte en γ_{n_i} = nat volumegewicht van de afdekkende lagen.

3.5.2. Betrouwbaarheidsfuncties

1. **Empirische methode Bligh en Lane**

In het verleden zijn o.a. door Bligh (1912) en Lane (1935) ontwerpregels opgesteld ten aanzien van zandmeevoerende wellen en onderloopshoud bij stenen dammen op basis van een statistische analyse van bezweken en niet-bezweken constructies. Hierbij werd een minimaal benodigde kwelweg met lengte L_k onder de constructie bepaald bij het totale verval ΔH over de constructie, volgens:

$$L_k = c * \Delta H \quad (3.5.2)$$

De coëfficiënt c is afhankelijk van de grondsoort (zie tabel 3.5.1). Voor de definitie van de kwelengte L_k bij kunstwerken en de grootte van de coëfficiënt c , afhankelijk van de grondsoort, wordt hier verwezen naar [3.25].

Deze regels, hoewel oorspronkelijk bedoeld voor kunstwerken, hebben in Nederland en elders ook toepassing gevonden bij (rivier)dijken ter be-

paling van een minimaal benodigde kwellenlengte in de zandondergrond onder een ondoorlatende kleidijk en eventueel aanwezige slecht doorlatende, afdekkende lagen in de uiterwaard. Voor Nederlandse omstandigheden komt dit globaal neer op een kwellenlengte $L_k \geq 15 * \Delta H$ (bijvoorbeeld volgens Bligh variërend van $12 * \Delta H$ voor grof zand tot $18 * \Delta H$ voor fijn zand).

Het intreepunt van de grondwaterstroming kan bij de buitenteen of, bij slecht doorlatende lagen in de uiterwaard, op een afstand $L' = \lambda \cdot \tanh(L_1/\lambda)$ van de buitenteen genomen worden (zie figuur 3.5.2, [3.26]. Hierin is $\lambda = \sqrt{k \cdot D \cdot C}$ de spreidingslengte (k = doorlatendheid ondergrond, D = dikte watervoerend pakket en $C = d/k_v$ de weerstand van de afdekkende laag (met doorlatendheid k_v en dikte d)).

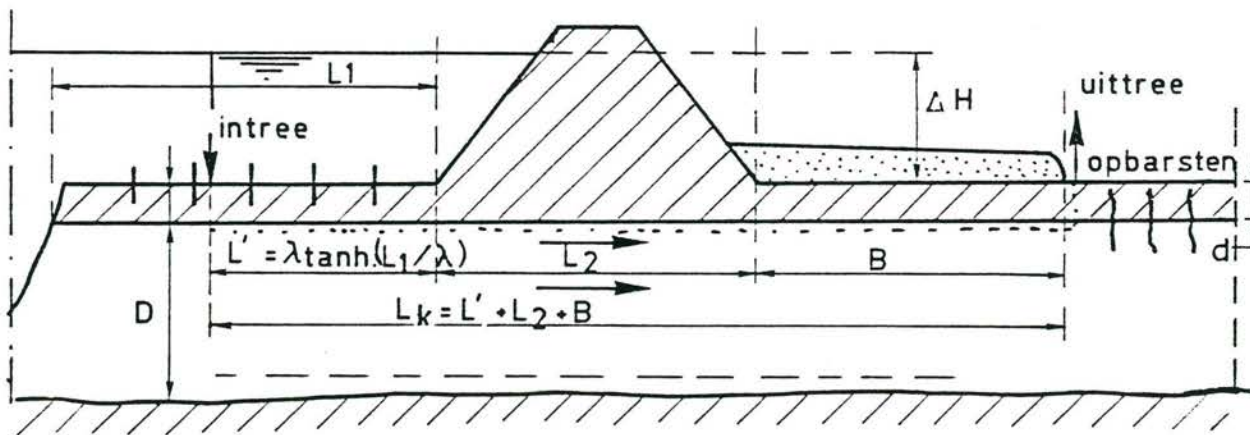


Fig. 3.5.2: bepaling minimale kwellenlengte.

Met behulp van uitdrukking (3.5.2) kan de betrouwbaarheidsfunctie als volgt worden geformuleerd:

$$Z = m * \frac{L_t}{c} - \Delta H \quad (3.5.3)$$

waarin

$$L_t = L' + L_2 + B + d \text{ en } c = c_B = \text{grondsoort afhankelijke constante} \\ \text{(zie tabel 3.5.1) volgens Bligh} \quad (3.5.4)$$

of

$$L_t = (L' + L_2 + B)/3 + d \text{ en } c = c_L = \text{grondsoort afhankelijke constante (zie tabel 3.5.1) volgens Lane.} \quad (3.5.5)$$

ΔH = verval (verschil in buitenwaterstand en polderpeil).

m = modelfactor die enerzijds de spreiding in empirische waarnemingen verdisconteert en anderzijds de gebrekkige representativiteit van deze waarnemingen voor de Nederlandse waterkeringen weerspiegelt.

Tabel 3.5.1: c-waarden volgens methoden Lane en Bligh [3.25].

Grondsoort	c-waarde Lane	c-waarde Bligh
zeer fijn zand of silt	8,5	18
fijn zand	7,0	15
middelkorrelig zand	6,0	-
grof zand	5,0	12
fijn zand	4,0	-
middelkorrelig grind	3,5	-
grind en zand	-	-
grof grind	3,0	-
keien en grind	2,5	-
keien, grind en zand	-	4 tot 6
zachte klei	3,0	-
middelvaste klei	2,0	-
harde klei	1,8	-
zeer harde klei	1,6	-

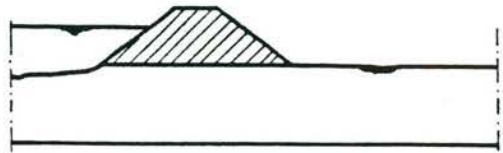
Het fundamentele bezwaar van de methoden Bligh en Lane is dat niet duidelijk rekening wordt gehouden met het potentiaalbeeld van de kwelstroming. Zo is uit grondwaterstromingsonderzoek bekend dat de kwel in (en dus de verhangen bij) de binnendijkse sloot niet alleen afhangt van de kwelengte, maar ook van de dikte van de watervoerende zandlaag en de slootbreedte. Bij kleinere zandlaagdikten (< ca. 6,0 m) zijn de verhangen aanzienlijk kleiner dan bij grotere zandlaagdikten. Derhalve is bij deze profielen ook het gevaar voor piping aanzienlijk kleiner. In de hierna beschreven "modelproef extrapolatie" methode worden de effecten van zandlaagdikte en slootbreedte wel expliciet in rekening gebracht.

2. Methode uit modelproefresultaten

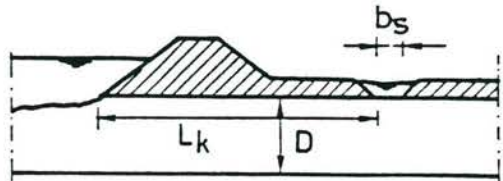
Deze methode is in het algemeen toepasbaar voor waterkerende constructies waar geen verticale schermen aan de benedenstroomse zijde worden toegepast; bijvoorbeeld dammen of dijken op een doorlatende ondergrond.

In het algemeen komen 4 geometrieën voor:

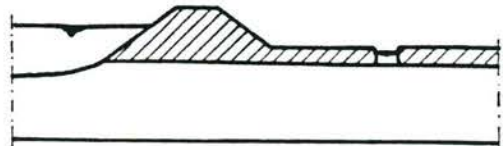
1. de deklaag binnendijks ontbreekt volledig



2. de deklaag binnendijks is doorsneden door een sloot



3. in de deklaag binnendijks zit een gat



4. de deklaag binnendijks is volledig aanwezig.

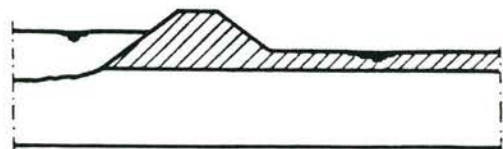


Fig. 3.5.3.: Standaard dijkgeometrieën voor beoordeling grenstoestand piping.

Het onderzoek naar het optreden van piping is inmiddels zo ver gevorderd dat voor de meest riskante gevallen het over een waterkering staande kritieke verval in het algemeen kan worden bepaald; nl. de gevallen 1 en 2. Opgemerkt wordt, dat als criterium wordt gehanteerd het moment waarop de ontstane wel zand gaat meevoeren.

De bepaling wordt uitgevoerd volgens een methode, die is opgesteld op basis van de resultaten van proeven, verricht op schaalmodellen.

Via een extrapolatieprocedure kan voor een bepaald geval het resultaat van een modelproef worden verschaald naar een resultaat voor een prototype situatie. De methode is nog voorlopig, daar het onderzoek nog niet is afgerond. De invloed van een aantal onzekerheden moet nog worden getoetst. De methode geldt zeker niet algemeen, daar de geometrie van het prototype sterk kan variëren. De invloed hiervan kan groot zijn.

De extrapolatieprocedure voor de gevallen 1 en 2 is inmiddels bekend. Hierbij wordt het kritieke verval, dat in een modelproef is bepaald verschaald naar het kritieke verval, behorend bij het prototype.

Het kritieke verval is dat, waarbij piping (zandmeevoerende welvorming) aanvangt.

De verscaling vindt plaats volgens:

$$\Delta H_p = \epsilon \cdot \Delta H_m \quad (3.5.6)$$

waarin:

ΔH_p = het kritieke verval in de prototype situatie

ΔH_m = het kritieke verval, gemeten in de modelproef. Deze is een functie van de zandsoort (D_{50} , $U = D_{60}/D_{10}$ en het poriëngehalte n).

ϵ = de schaalfactor, bepaald via de theoretische beschrijving van de verhanglijnen van model en prototype. Deze is een functie van de kwallengte L_k , de dikte van het doorlatend pakket D en de breedte van slootbodem b_s .

De betrouwbaarheidsfunctie voor de grenstoestand "optreden van zandmeevoerende wellen" is nu als volgt opgesteld:

$$Z = \epsilon(L_k, D, b_s) * \Delta H_m(n, D_{50}, U) - \Delta H \quad (3.5.7)$$

Voor een aantal dijkprofielen en grondsoorten zijn de functies van ϵ en ΔH_m bekend [3.25]

3. Nieuwe ontwikkelingen

- In opdracht van TAW 2 wordt thans het onderzoek naar de theoretische modellering van het pipingmechanisme voortgezet. Naast het bepalen van het grondwaterstromingsbeeld (zie ϵ -factor uit punt 2) worden pogingen ondernomen om ook het erosieproces zelf, op basis van een stabiliteitscriterium van de korrels aan het oppervlak van de pijpvormige kanalen te beschrijven. De eerste twee-dimensionale beschouwingen hierover (Sellmeyer-LGM) zijn hoopgevend. Nader onderzoek m.b.t. dit verschijnsel, inclusief prototype-verificatieproeven, dienen te worden gestimuleerd. Pas na een enigszins uitgekristalliseerd "deterministisch" transportmodel zijn verdere probabilistische beschouwingen noodzakelijk.
- Een tweede aspect dat met name in het kader van het onderzoek naar piping langs de Oosterschelde dijken nader is onderzocht [3.24] betreft het tijdsafhankelijke karakter van de grondwaterstroming. Bij relatief kort durende waterstanden blijkt dat de kwelstroming zich niet tot een volledige stationaire stroming kan ontwikkelen. Dit betekent dat de optredende verhangen, met name in de uittreedzone i.h.a. kleiner zijn dan bij langdurige hoge buitenwaterstanden. Als gevolg hiervan zijn dan ook afhankelijk van de duur grotere vervallen toelaatbaar. In [3.24] is hiervoor, voor een bepaald type Oosterschelde dijkprofiel een analytische uitdrukking afgeleid. Bij de rivierdijken speelt deze reductiefactor, i.v.m. de relatief lange duur van de hoogwatergolven waarschijnlijk een ondergeschikte rol.

Opmerking

In die gevallen waarin binnendijks een onderbroken afdekkende ondoorlatende laag voorkomt, dient eerst het opbarstcriterium te worden be-

reikt alvorens piping kan optreden (zie ook paragraaf 3.5.1.).

De betrouwbaarheidsfuncties (3.5.3) en (3.5.7) dienen dan te worden uitgebreid met de voorwaarde:

$$Z = \sum d_i * \gamma_{n_i} - u \leq 0 \quad (3.5.8)$$

De waterspanning u dient daarbij met behulp van grondwaterstromingsmodellen (analoog aan de bepaling van ε) berekend te worden.

3.5.3. Effect van het overschrijden van de grenstoestand

Bij de beschouwing van de grenstoestand "piping" dient onderscheid te worden gemaakt in enerzijds de methode Bligh en Lane en anderzijds de proef extrapolatiemethode ontwikkeld door TAW-LGM.

Eerstgenoemde methoden zijn gebaseerd op empirische gegevens van dammen die wel en niet zijn bezweken. De hieraan ontleende criteria betreffen derhalve het volledig bezwijken van de waterkeringen, direct resulterend in inundatie van het te beschermen gebied.

De in opdracht van TAW ontwikkelde methode betreft echter de voorspelling van het begin van zandmeevoerende wellen. In de praktijk blijkt echter dat wellen, die aanvankelijk (veel) zand opbrachten, na verloop van tijd alleen nog water afvoeren. De afzetting van een kratervorm rond de wel speelt hierin, naast eventuele filterende werking door de grove fracties van het grondpakket, vermoedelijk een belangrijke rol. Dit gunstige krater-effect is ook door de onder 3.5.2. genoemde nieuwe theorievorming aangetoond.

Blijkbaar moet onderscheid gemaakt worden tussen een verval waarbij kratervorming ontstaat, maar na verloop van tijd een evenwichtssituatie bereikt wordt en een verval (het kritieke verval) waarbij doorgaande erosie optreedt, resulterend in kortsluitende piping kanalen. De verwachting is dat indien deze kortsluiting optreedt, dit vrijwel onmiddellijk (binnen enkele uren) leidt tot volledig bezwijken van de waterkering. Echter de tijdsduur (orde uren, dagen of weken??) nodig voor het ontstaan van een dergelijk doorgaand kanalenpatroon kan een belangrijk element zijn. Het verdient daarom aanbeveling dit erosieduureffect ook in de theorievorming te betrekken. Een extra complicerende factor bij dit laatste is het even-

tuele cumulatieve effect: de bijdragen van kanaalvorming bij lagere vervallen dan het kritieke verval.

3.6. Lengte-effect

3.6.1. Inleiding

De ontwerprichtlijn van de Deltacommissie (1960) voor de economische (frequentie) berekening stelt, dat een dijk faalt, als de waterstand (eventueel gecombineerd met golfoploop) hoger is dan de kruin van de dijk. Bij de beoordeling van de stabiliteit van taluds wordt uitgegaan van glijvlakberekeningen die een tweedimensionaal karakter hebben. In beide categorieën berekeningen wordt de lengte van de dijk buiten beschouwing gelaten.

De kruin van de dijk zal echter als gevolg van (tijdsafhankelijke) zettingen en klink niet overal (over de lengte) even hoog zijn. De weerstand tegen afschuiving, gebruikt in glijvlakberekeningen, is ook niet constant over de lengte van de dijk. In feite moet het lengte-effect voor alle mechanismen in beschouwing genomen worden. De parameters zullen als stochastische grootheden, die gecorreleerd zijn over de lengte (en mutatis mutandis over de diepte), moeten worden ingevoerd.

3.6.2. Discrete dijksecties

De ervaring leert, dat overlopen en golfoverslag over de kruin van een dijk slechts over een beperkte lengte (zij het mogelijk op meerdere plaatsen) optreedt en dat afschuivende grondlichamen eveneens een beperkte lengte hebben. Dit leidt tot de gedachte, de dijk te verdelen in secties of moten, die alle een kans op falen hebben, afhankelijk van de (stochastische) sterkteparameter (kruinhoogte, weerstand tegen afschuiven etc.) en van de (stochastische) belastingsparameters (waterstand voor de dijk of aandrijvend moment bij glijvlakberekeningen enz.). De dijk wordt dan over zijn totale lengte opgevat als een seriesysteem van achter elkaar geschakelde moten. Het systeem faalt, als voor ten minste

één moot de belasting de sterkte overtreft. Naarmate de dijk langer is, zal men een grotere kans verwachten, dat dit het geval is.

In het meest eenvoudige geval kan worden verondersteld, dat de sterkte- en belastingeigenschappen van twee dijkmoten volledig afhankelijk van elkaar zijn (volledig gecorreleerd zijn). De faalkans van n moten is dan gelijk aan de faalkans van een enkele moot.

In het andere uiterste geval zijn de eigenschappen van twee dijksecties volledig onafhankelijk (ongecorreleerd). Als de kans op bezwijken van een moot bekend is, kan de kans op bezwijken van n moten worden berekend als:

$$P(\text{bezwijken } n \text{ moten}) = 1 - [1 - P\{\text{bezwijken } 1 \text{ moot}\}]^n \approx n * P\{\text{bezwijken } 1 \text{ moot}\} \quad (3.6.1)$$

De stochastische parameter van dicht bij elkaar gelegen dijksecties, kunnen in sommige gevallen sterk gecorreleerd zijn, terwijl die van moten, die verder van elkaar liggen, minder verband met elkaar kunnen hebben. De mate, waarin de betrouwbaarheidsfuncties van twee moten verband met elkaar hebben, als functie van de afstand daartussen, wordt gegeven door de autocorrelatiefunctie: $\rho(Z_i, Z_j)$, waarin Z_i staat voor de betrouwbaarheidsfunctie van de i-de en Z_j voor de betrouwbaarheidsfunctie van de j-de moot. Voor discrete moten is de autocorrelatiefunctie slechts gedefinieerd voor een aftelbaar aantal mootlengten.

De betrouwbaarheidsfunctie kan worden voorgesteld door:

$$Z = R - S \quad (3.6.2)$$

zodat geldt: $Z_i = R_i - S_i$ en $Z_j = R_j - S_j$

De correlatiecoëfficiënt tussen de betrouwbaarheidsfuncties van de moten i en j wordt gegeven door:

$$\rho(Z_i, Z_j) = \frac{\rho(R_i, R_j) \times \sigma(R_i) \times \sigma(R_j) + \rho(S_i, S_j) \times \sigma(S_i) \times \sigma(S_j)}{\sigma(Z_i) \times \sigma(Z_j)} \quad (3.6.3)$$

In veel gevallen nadert de autocorrelatiefunctie naar 0 (nl) voor een grote afstand tussen twee beschouwde moten. De actuele parameterwaarden op twee ver uiteenliggende plaatsen hebben dan geen verband met elkaar. Voor de faalkans van een dijk met een zekere lengte is dan een goede benadering te geven m.b.v. de boven- en ondergrenzen volgens Ditlevsen. Echter in die gevallen, waarin de autocorrelatiefunctie voor grote afstanden niet naar nul nadert, geeft de bovengrensbepaling volgens Ditlevsen een sterke overschatting van de faalkans. Voor die gevallen zal gezocht moeten worden naar (een) betere benaderingsmethode(n).

Voorbeeld 1: autocorrelatiefunctie gaat naar nul

Een dijk met lengte L_d wordt ten behoeve van een ontwerpberekening opgedeeld in secties van $l = 200$ m. Voor iedere sectie wordt met behulp van een niveau II betrouwbaarheidsanalyse een kans op bezwijken door afschuiven berekend op:

$$P(Z_1 < 0) = 10^{-4}.$$

De sterkte-eigenschappen in lengterichting van de dijk variëren. Aangenomen wordt, dat de sterkte en de belasting binnen één sectie volledig gecorreleerd zijn. De correlatie tussen de betrouwbaarheidsfuncties van twee secties, i en j , wordt gegeven door:

$$\rho(Z_i, Z_j) = \exp\left\{-\left(\frac{l \times \Delta i}{d_c}\right)^2\right\} \quad (3.6.4)$$

Hierin is $\Delta i = i - j$ en d_c is de correlatielengte, die gesteld wordt op 500 m.

Gevraagd: a) Bereken met behulp van de benaderingsformule van Ditlevsen de kans op $P\{Z_i < 0 \text{ en } Z_j < 0\}$ voor $\Delta i = 1, 2, 3$ en 4 ; de betrouwbaarheidsfuncties Z_i zijn normaal verdeeld.

b) Bereken voor de bezwijkkans van de gehele dijk als functie van de dijk lengte L_d :

- de eerste orde onder- en bovengrens
- de onder- en bovengrens volgens Ditlevsen

Geef het resultaat weer in een grafiek voor $0 < L_d < 10$ km. Voor $\Delta i < 5$ mag $P\{Z_i < 0 \text{ en } Z_j < 0\} = 0$ worden genomen.

Uitwerking:

a) Volgens de formule van Ditlevsen (2.3.7) geldt bij benadering:

$$P\{Z_i < 0 \text{ en } Z_j < 0\} = \Phi(-\beta_i) \times \Phi(-\beta_j^*) + \Phi(-\beta_j) \times \Phi(\beta_i^*) \quad (3.6.5)$$

Hierin is Φ de verdelingsfunctie voor de normale verdeling, β_i de betrouwbaarheidsindex behorend bij $Z_i < 0$ (idem voor j) en β_i^* wordt gegeven door (analoog voor j):

$$\beta_i^* = \frac{\beta_i - \rho\beta_j}{\sqrt{1 - \rho^2}} \quad (3.6.6)$$

In dit geval is $\beta_i = \beta_j = \beta$, waardoor de formules vereenvoudigen tot:

$$P\{Z_i < 0 \text{ en } Z_j < 0\} = 2 \times \Phi(-\beta) \times \Phi(-\beta^*)$$

$$\beta^* = \beta \sqrt{\frac{1 - \rho}{1 + \rho}} \quad (3.6.7)$$

$$\rho = \exp \left\{ - \left(\frac{1 \times \Delta i}{d_c} \right)^2 \right\} = \exp \left\{ - (0,4 \Delta i)^2 \right\}$$

$$\beta \text{ volgt uit } \Phi(-\beta) = 10^{-4} : \beta = 3,72$$

De verdere berekening is uitgevoerd in onderstaande tabel:

Δi	$\rho(Z_i, Z_j)$	β^*	$\Phi(-\beta^*)$	$P\{Z_i < 0 \text{ en } Z_j < 0\}$
1	0,852	1,05	0,147	$2,9 \times 10^{-5}$
2	0,527	2,07	0,019	$3,9 \times 10^{-6}$
3	0,237	2,92	0,0017	$3,5 \times 10^{-7}$
4	0,077	3,44	0,00029	$5,8 \times 10^{-8}$

De laatste kolom is het gezochte antwoord.

b) De elementaire onder- en bovengrenzen worden gegeven door:

$$\max. P\{Z_i < 0\} \leq P\{F\} \leq \sum P\{F_i\} \quad (3.6.8)$$

Er moet gesommeerd worden over alle $(L_d/1)$ secties, zodat:

$$10^{-4} \leq P\{F\} \leq \frac{L_d}{1} \times 10^{-4}$$

Voor de bovengrens volgens Ditlevsen gaan we uit van formule (2.3.14), op grond waarvan voor dit geval volgt:

$$P\{F\} \leq P\{Z_1 < 0\} + \left\{\frac{L_d}{1} - 1\right\} [P\{Z_1 < 0\} - P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\}] \quad (3.6.9)$$

$$P\{F\} \leq 10^{-4} + \left\{\frac{L_d}{1} - 1\right\} [10^{-4} - 2,9 \times 10^{-5}]$$

$$P\{F\} \leq 10^{-4} \left\{0,29 + 0,706 \frac{L_d}{1}\right\}$$

De ondergrens volgt eveneens uit formule (2.3.14):

$$P\{F\} \leq P\{Z_1 < 0\} +$$

$$[P\{Z_2 < 0\} - P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\}] +$$

$$[P\{Z_3 < 0\} - P\{Z_3 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\} - P\{Z_3 < 0 \text{ en } Z_1 < 0\}] +$$

$$\begin{aligned}
 & [P\{Z_4 < 0\} - P\{Z_4 < 0 \text{ en } Z_3 < 0\} - P\{Z_4 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\} - P\{Z_4 < 0 \text{ en } Z_1 < 0\}] + \\
 & [P\{Z_5 < 0\} - P\{Z_5 < 0 \text{ en } Z_4 < 0 \dots\dots\}] \times \left(\frac{L_d}{1} - 4\right) \quad (3.6.10)
 \end{aligned}$$

Het samenvoegen van alle termen met $i \geq 5$ is mogelijk, omdat voor alle $\Delta i > 5$ de correlatie nul is ingesteld.

Numerieke waarden ingevuld, levert:

$$\begin{aligned}
 P\{F\} < 10^{-4} \times \{1 + (1 - 0,29) + (1 - 0,29 - 0,039) + (1 - 0,29 - 0,039 - 0,0035) + \\
 + \left(\frac{L_d}{1} - 4\right) \times (1 - 0,29 - 0,039 - 0,0035 - 0,00058)\}
 \end{aligned}$$

$$P\{F\} > 10^{-4} \times \left\{0,381 + 0,667 \times \frac{L_d}{1}\right\}$$

Het eindresultaat van dit voorbeeld is weergegeven in figuur 3.6.1.

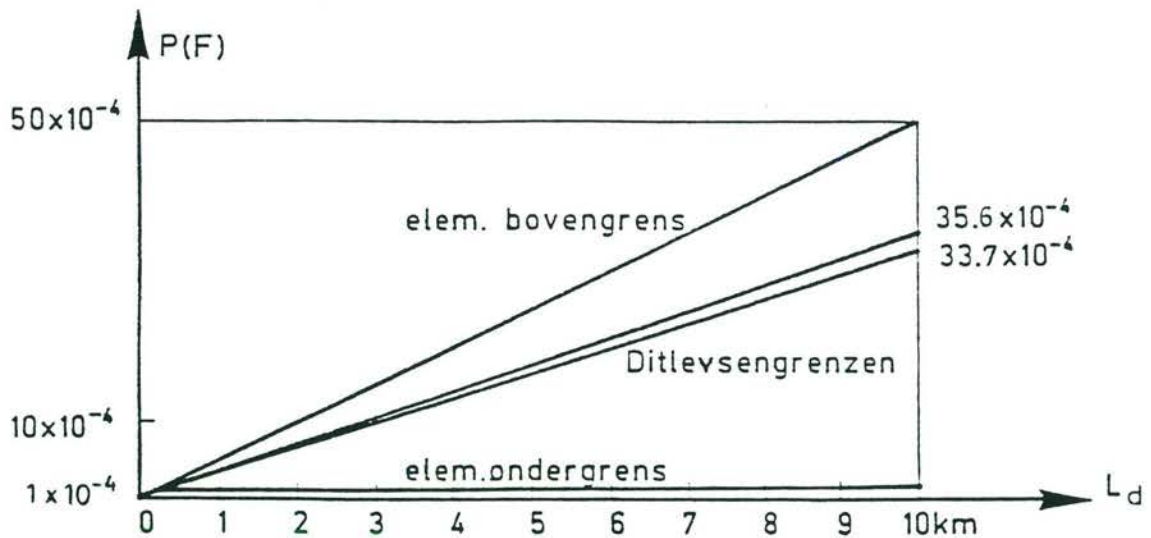


Fig. 3.6.1: Faalkans van de dijk als functie van de lengte.

Voorbeeld 2: autocorrelatiefunctie gaat niet naar nul

Beschouwen we het mechanisme overlopen (paragraaf 3.2.1) in de meest eenvoudige vorm, dan is de betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = h_o - S_v \quad (3.6.11)$$

waarin: h_o = de dijkhoogte in m boven NAP

S_v = de stormvloedstand in m boven NAP

Uitgaande van formule (3.6.3) wordt de correlatiefunctie voor de betrouwbaarheidsfuncties van twee moten, i en j:

$$\rho(Z_i, Z_j) = \frac{\rho(h_{oi}, h_{oj}) \times \sigma(h_{oi}) \times \sigma(h_{oj}) + \rho(S_{vi}, S_{vj}) \times \sigma(S_{vi}) \times \sigma(S_{vj})}{\sqrt{\{\sigma^2(h_{oi}) + \sigma^2(S_{vi})\}} \times \sqrt{\{\sigma^2(h_{oj}) + \sigma^2(S_{vj})\}}} \quad (3.6.12)$$

Stellen we $\sigma(h_{oi}) = \sigma(h_{oj}) = \sigma(h_o)$ (voor alle dijksecties zijn de standaardafwijkingen van de kruinhoogten gelijk)

en $\sigma(S_{vi}) = \sigma(S_{vj}) = \sigma(S_v)$ (idem voor de stormvloedstanden voor alle dijksecties)

dan is ook $\sigma(Z_i) = \sigma(Z_j) = \sigma(Z)$ (idem voor alle betrouwbaarheidsfuncties)

en geldt:

$$\rho(Z_i, Z_j) = \frac{\rho(h_{oi}, h_{oj}) \times \sigma^2(h_o) + \rho(S_{vi}, S_{vj}) \times \sigma^2(S_v)}{\sigma^2(Z)} \quad (3.6.13)$$

Stellen we voorts, naar analogie van het vorige voorbeeld:

$$\rho(h_{oi}, h_{oj}) = \exp \left\{ - \left(\frac{l \times \Delta i}{d_c} \right)^2 \right\} \quad (3.6.14)$$

en $\rho(S_{vi}, S_{vj}) = 1$ (voor alle dijksecties geldt DEZELFDE stormvloedstand), dan wordt de autocorrelatiefunctie:

$$\rho(Z_i, Z_j) = \frac{\exp \left\{ - \left(\frac{l \times \Delta i}{d_c} \right)^2 \right\} \times \sigma^2(h_o) + \sigma^2(S_v)}{\sigma^2(Z)} \quad (3.6.15)$$

De betrouwbaarheidsfuncties blijven hierbij ook over grote afstand gecorreleerd door de stormvloedstand.

Stel, dat de kruinhoogten van dijksecties normaal verdeeld zijn met gemiddelde $\mu(h_o) = 5,00$ m en standaardafwijking $\sigma(h_o) = 0,1$ m.

Stel, dat de kansverdeling van de stormvloedstanden een Gumbelverdeling is:

$$P\{S_v < S\} = \exp\left(-\exp\left(-\frac{(S-1,98)}{0,33}\right)\right) \text{ in een jaar.} \quad (3.6.16)$$

De kans dat in een jaar een stormvloedstand hoger dan de kruinhoogte voor een bepaalde sectie optreedt, kan bepaald worden met een approximate full distribution approach (analoog aan de berekening voor tabel 3.2.3) waaruit een faalkans voor één sectie volgt van:

$$P\{Z_i < 0\} = 1,1 \times 10^{-4} \text{ in een jaar, waarbij } \beta = 3,69.$$

Voor de vervangende normale verdeling van S_v wordt een gemiddelde $\mu(S_v) = 0,205$ m en een standaardafwijking $\sigma(S_v) = 1,29$ m gevonden.

Kiezen we weer $l = 200$ m en $d_c = 500$ m, dan kan, analoog aan het vorige voorbeeld, berekend worden:

$$\rho(Z_i, Z_j) = \frac{\exp \left\{ - \left(\frac{0,4 \times \Delta i}{1,2982} \right)^2 \right\} \times 0,1^2 + 1,2943^2}{1,2982^2} \text{ en } \beta^* = \beta \sqrt{\frac{1-\rho}{1+\rho}}$$

en kan de volgende tabel berekend worden:

Δi	$\rho(Z_i, Z_j)$	β^*	$\Phi(-\beta^*)$	$P\{Z_i < 0 \text{ en } Z_j < 0\}$
1	0,9991	0,0802	0,46804	$1,036 \times 10^{-4}$
2	0,9971	0,1400	0,44433	$9,837 \times 10^{-5}$
3	0,9954	0,1772	0,42967	$9,513 \times 10^{-5}$
4	0,9945	0,1946	0,42285	$9,362 \times 10^{-5}$

Voor de bovengrens volgens Ditlevsen wordt gevonden:

$$P\{F\} < P\{Z_1 < 0\} + \left\{\frac{L_d}{1} - 1\right\} \times [P\{Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0\}] \quad (3.6.17)$$

$$P\{F\} < 1,1 \times 10^{-4} + \left\{\frac{L_d}{1} - 1\right\} \times [1,1 \times 10^{-4} - 1,036 \times 10^{-4}] =$$

$$10^{-4} \times \left[1,036 + \frac{L_d}{1} \times 0,064\right]$$

De ondergrens wordt:

$$P\{F\} > 1,1 \times 10^{-4} + 1,1 \times 10^{-4} - 1,036 \times 10^{-4} = 1,164 \times 10^{-4}.$$

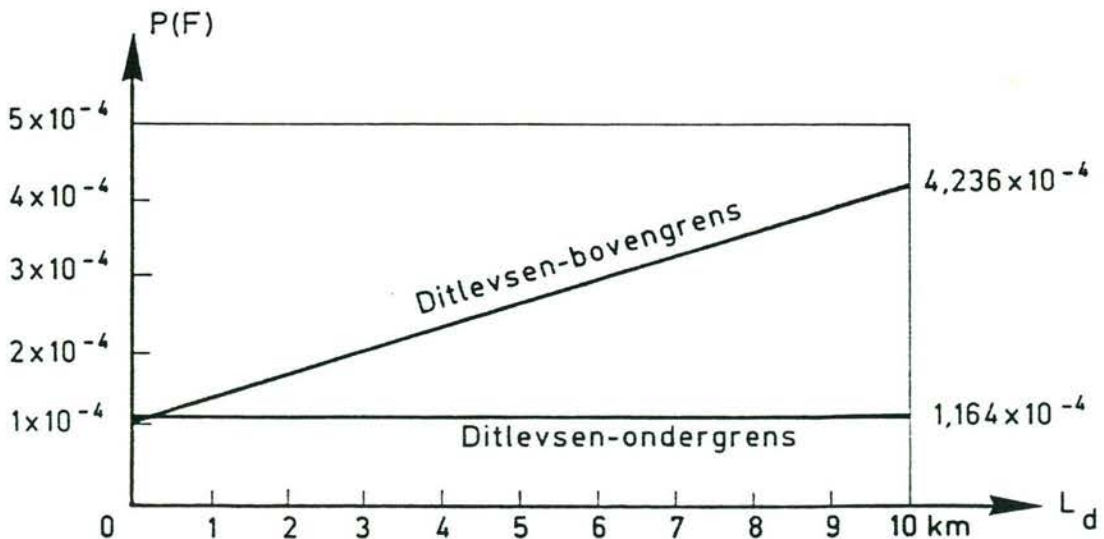


Fig. 3.6.2. Faalkans van de dijk als functie van de lengte.

3.6.3. Methoden op basis van een continu model

Variatie van belasting en sterkte in de lengterichting van de dijk zal in werkelijkheid volgens een continu patroon verlopen. De schematisatie van de dijk tot een aftelbaar aantal secties die op zichzelf steeds homogeen zijn, wordt ingegeven door het feit dat voor zo'n discreet serie-systeem de kansinsluitingsformule van Ditlevsen kan worden toegepast. In deze schematisatie zit overigens een min of meer arbitrair element, namelijk de keuze van de lengte, van de secties. Slechts voor die keuzes van de sectielengte waarvoor aangetoond kan worden dat het resultaat weinig varieert als de sectielengte wordt gevarieerd, is het gebruik van de discrete benadering gerechtvaardigd. Indien in het hierboven als eerste gegeven rekenvoorbeeld de sectielengte wordt gevarieerd veranderen de Ditlevsen grenzen zoals aangegeven is in figuur 3.6.3.

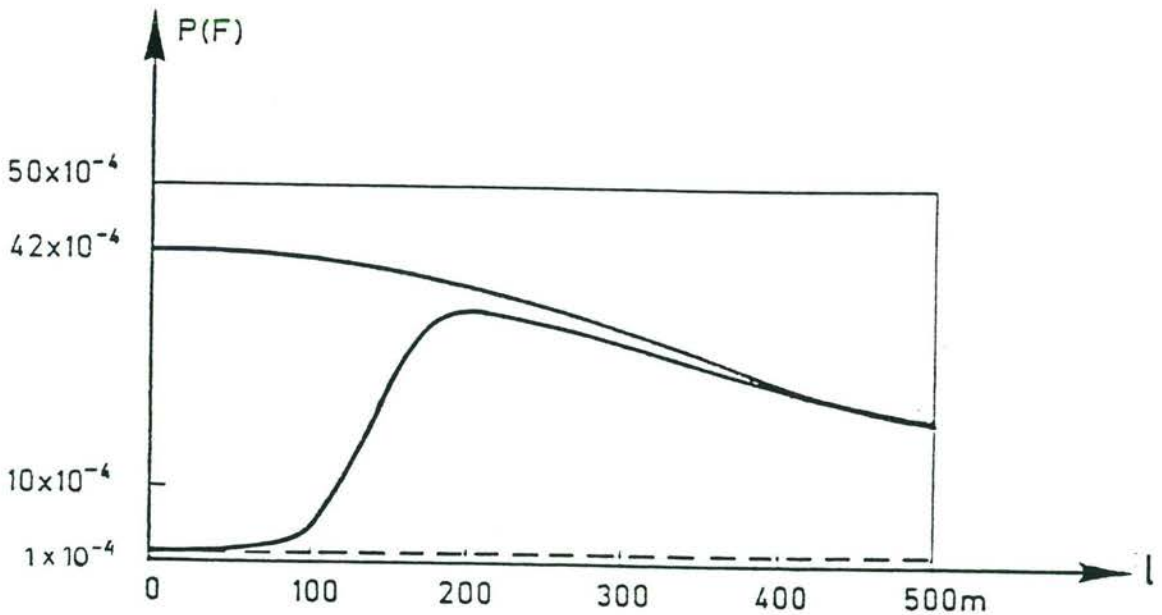


Fig. 3.6.3. Verloop Ditlevsen boven- en ondergrensschatting voor de serie-faalkans voor een dijk lengte van 10 km als functie van de keuze van de sectielengte.

Uit de grafiek lezen we af dat voor steeds kleiner wordende sectielengtes de grenzen allebei convergeren naar een vaste waarde ($42 \cdot 10^{-4}$ voor de bovengrens en 10^{-4} voor de ondergrens) echter de ruimte tussen deze grenzen neemt aanzienlijk toe. Alleen de bij de keuze $l = 200$ m gevonden Ditlevsen bovengrens, is een redelijk nauwkeurige schatting voor de bovengrens van de faalkans van het continue seriesysteem.

Vanuit de theorie van de stochastische processen is een directe continue benadering van het berekenen van de bovengrens van de seriefaalkans mogelijk. In deze benadering wordt de betrouwbaarheidsfunctie Z opgevat als een continu veranderende stochastische variabele in de lengterichting van de dijk: $Z = Z(x)$. Zo'n continu veranderende functie wordt een stochastische functie of stochastisch proces genoemd. Analoog aan de discrete benadering kunnen we veronderstellen dat de realisatie van Z op elke x -locatie getrokken is uit dezelfde populatieverdeling en dat de correlatie tussen twee realisaties op x en $x+h$ uitsluitend afhangt van de afstand h . Zo'n proces heet dan stationair. De kans dat in een strekking $0 \leq x \leq L_d$ een negatieve waarde van Z voorkomt is dan:

$$P\{Z(x) < 0 \text{ in } 0 \leq x \leq L_d\} = P\{Z(0) < 0\} + \\ P\{Z(0) > 0 \text{ en } Z(x) < 0 \text{ in } 0 \leq x \leq L_d\} \quad (3.6.18)$$

Met " $Z(x) < 0$ in $0 \leq x \leq L_d$ " wordt bedoeld dat er een x is waarbij $Z(x-\epsilon) > 0$ en $Z(x+\epsilon) < 0$. Als de correlatie tussen twee Z -realisaties snel uitdempt, zal de gebeurtenis " $Z(0) > 0$ " nagenoeg onafhankelijk zijn van de gebeurtenis " $Z(x) < 0$ in $0 \leq x \leq L_d$ " en we mogen daarom schrijven:

$$P\{Z(x) < 0 \text{ in } 0 \leq x \leq L_d\} = P\{Z(0) < 0\} + \\ P\{Z(0) > 0\} \cdot P\{Z(x) < 0 \text{ in } 0 \leq x \leq L_d\} \quad (3.6.19)$$

De theorie van de stochastische processen levert voor processen die normaal (Gaussisch) verdeeld zijn een kansuitdrukking voor de bovenbedoelde onderschrijdingsgebeurtenis [3.27][3.28]:

$$P\{Z(x) > 0 \text{ in } 0 < x < L_d\} < \frac{L_d}{2\pi} \exp(-\frac{1}{2} \beta^2) \sqrt{-\rho''(0)} \quad (3.6.20)$$

waarin β de lokale betrouwbaarheidsindex is, welke identiek is aan de betrouwbaarheidsindex voor een moot (zie boven) en P de zogenaamde autocorrelatiefunctie van het proces. De dubbelaccent betekent 2e-orde afgeleide. We vinden dus voor de faalkans:

$$P\{Z(x) < 0 \text{ in } 0 < x < L_d\} < \Phi(-\beta) + \frac{L_d}{2\pi} \phi(\beta) \exp(-\frac{1}{2} \beta^2) \sqrt{-\rho''(0)} \quad (3.6.21)$$

Deze theorie is toegepast in het stochastische model voor de analyse van stabiliteit van taluds in [3.19].

Passen we deze theorie toe op het hierboven eerstgenoemde rekenvoorbeeld, dan vinden we:

$$\beta = 3.72, \quad \Phi(-\beta) = 10^{-4}, \quad \phi(\beta) = 1 - 10^{-4},$$

$$\rho(\tau) = \exp(-(\tau/d_c)^2) \text{ dus } \rho''(0) = -2/d_c^2$$

met $d_c = 500$:

$$P\{Z(x) < 0 \text{ in } 0 < x < L_d\} < 45 \cdot 10^{-4}.$$

Dit resultaat komt nagenoeg overeen met de Ditlevsen bovengrens voor zeer kleine sectielengtes. Deze overeenkomst doet vermoeden dat de Ditlevsen bovengrens in het limietgeval overeenkomt met de formulering die volgt uit de theorie van de continue stochastische processen. Het is inderdaad mogelijk gebleken om formule (3.6.21) uit de discrete theorie af te leiden.

4. BEREKENING VAN HET INUNDATIEVERLOOP

4.1 Inleiding

Zoals in hoofdstuk 1 al is aangegeven, is niet alleen de kans op een ongewenste gebeurtenis, in ons geval dus de kans op inundatie, van belang maar ook het gevolg van het optreden van die gebeurtenis. Dit gevolg kan worden uitgedrukt in bijvoorbeeld materiële schade of het aantal doden. Om de omvang hiervan te schatten is het o.a. nodig te weten hoe snel en tot welke diepte het betreffende gebied inundeert. Hierop wordt in dit hoofdstuk ingegaan voor het geval van een rivierdijk.

Inundatie kan in het algemeen optreden door overlopen en/of overslag bij een intact gebleven waterkering, of door een stroomgat in de waterkering als gevolg van bezwijken. Een aantal bezwijkmechanismen van een dijk is in hoofdstuk 3 behandeld.

Het instroomdebiet hangt af van de lengte van de dijk (bij overlopen en overslag), het verloop van de rivierstand, de hoogte van het maaiveld of de waterstand in de polder en de grootte en de vorm van het stroomgat. De grootte en vorm van het stroomgat zullen op hun beurt afhangen van de snelheid en de duur van het binnenstromende water en van de samenstelling van de bodem en het dijklichaam.

In paragraaf 4.2 wordt een analytische en een numerieke methode besproken voor de bepaling van het instroomdebiet. Hierbij is het door de rivier aangevoerde debiet bovenstrooms van de overlaat constant verondersteld. Het stroomgat heeft vanaf het moment van de doorbraak een vaste configuratie. Het in rekening brengen van een tijdsafhankelijk aanvoerdebiet en de ontwikkeling van een stroomgat kan geschieden door schematisatie in tijdstappen, waarbij per tijdsinterval het aanvoerdebiet en de stroomgatconfiguratie constant kunnen worden verondersteld.

Op het verloop van een hoogwatergolf en de stroomgatontwikkeling wordt in paragraaf 4.3 ingegaan.

4.2 Berekening van het inundatieverloop bij gegeven bres in en overlopen van een rivierdijk

4.2.1 Inundatiediepte en inundatiesnelheid

Bij een stroomgat in een rivierdijk, of bij overlopen van de kruin van de dijk, wordt zijdelings rivierwater afgevoerd in de polder. Geven we de zijdelingse afvoer aan met $Q(\tau)$, waarin Q het zijdelingse afvoerdebiet is en τ de tijd, dan is het totale volume rivierwater dat de polder ingestroomd is op het tijdstip t :

$$Q_{\text{tot}}(t) = \int_{t_0}^t Q(\tau) d\tau \quad (4.2.1)$$

waarin t_0 het tijdstip is waarop zijdelingse afvoer begint. Geven we verder de oppervlakte van de bedreigde polder op het niveau h_p aan met $A(h_p)$ (zie figuur 4.2.1) met h_{p0} als diepste punt in de polder, dan geldt de massabalans voor in de polder gestroomd water:

$$\int_{t_0}^t Q(\tau) d\tau = \int_{h_{p0}}^{h_p(t)} A(\xi) d\xi \quad (4.2.2)$$

waarin $h_p(t)$ de waterstand in de polder is op het tijdstip t . Vergelijking (4.2.2) bepaalt de inundatiediepte. De grootste inundatiediepte op het tijdstip t is $(h_p(t) - h_{p0})$. De inundatiesnelheid volgt door differentiatie van vergelijking (4.2.2) naar de tijd:

$$\frac{dh_p}{dt} = \frac{Q(t)}{A(h_p(t))} \quad (4.2.3)$$

De onbekende grootte in deze vergelijkingen is de zijdelingse afvoer van rivierwater $Q(t)$. In het kader van de voorbeeldberekening [4.1] zijn hiervoor berekeningsprocedures opgesteld en uitgewerkt. In deze berekeningsprocedures is ervan uitgegaan dat veranderingen van het stromingsgebeuren in de tijd ten gevolge van een tijdsafhankelijke bovenstroomse afvoer kunnen worden opgevat als opeenvolgende stationaire toestanden. Dit impliceert dat de tijdschaal voor variaties in de bovenstroomse ri-

vierstand groot is ten opzichte van de insteltijden waarin de stroming zich aanpast als gevolg van deze variaties.

In het volgende zullen we, tenzij expliciet vermeld, geen onderscheid maken tussen smalle stroomgaten in de dijk door lokaal bezwijken en overstroming doordat de rivierwaterstand hoger is dan de kruin van de dijk. We zullen spreken over een overlaat, waarvan de kruinhoogte gelijk kan zijn aan de kruinhoogte van de dijk of aan de kruinhoogte van een stroomgat.

Als nulvlak voor hoogte aanduidingen nemen we het bodemniveau van de rivier.

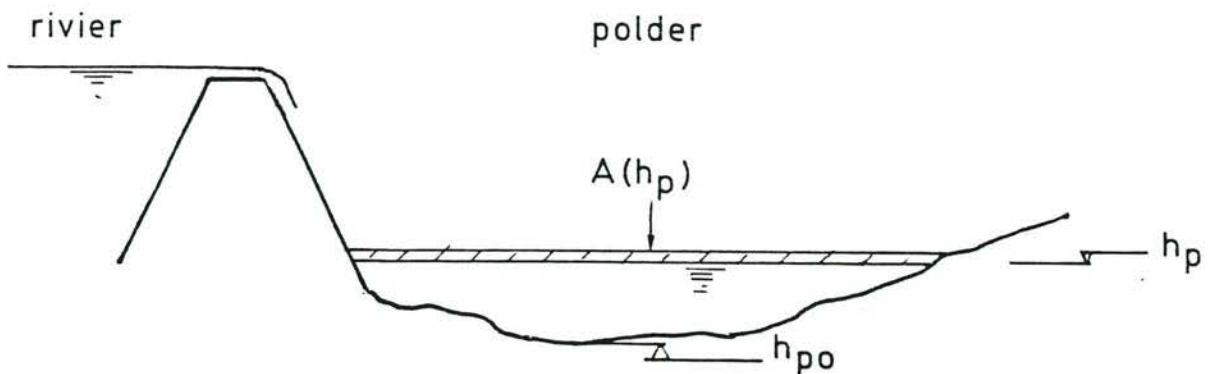


Fig. 4.2.1: Definitieschets polder

4.2.2 Basisvergelijkingen voor rivierafvoer en zijdelingse afvoer via een overlaat

De afvoer van de rivier wordt beschreven door vergelijkingen voor behoud van massa en impuls. Voor stationaire stroming luiden deze vergelijkingen voor een rivier met rechthoekig stroomvoerend oppervlak als volgt (zie figuur 4.2.2):

Behoud van massa:

$$B \frac{\partial}{\partial s} (h \cdot v) + q(s) = 0 \quad (4.2.4)$$

en behoud van impuls:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2g} + h \right) = I_b - \frac{v^2}{C^2 R} \quad (4.2.5)$$

In deze vergelijkingen is $h = h(s)$ de rivierwaterstand, B de breedte van het stroomvoerend oppervlak, v de gemiddelde stroomsnelheid, s de ruimtelijke coördinaat langs de as van de rivier, hier wordt gerekend met een positieve s -richting in de stroomrichting van de rivier, q de lokale zijdelingse afvoer of voeding, I_b de helling van de rivierbedding in de s -richting, C de zogenaamde Chézy-factor, R de hydraulische straal van het stroomvoerend oppervlak en g de versnelling ten gevolge van de zwaartekracht. De hydraulische straal is gedefinieerd als de verhouding tussen stroomvoerend oppervlak (dus hB) en "natte" omtrek van dit oppervlak (dus $B+2h$). Voor stroomvoerende profielen waarvan de breedte B groot is ten opzichte van de hoogte h geldt:

$$R = \frac{h \cdot B}{B + 2h} \sim h \quad (4.2.6)$$

Uit deze vergelijkingen volgt, bij eenparige stroming ($\partial/\partial s = 0$), voor de rivierafvoer:

$$Q_r = h \cdot B \cdot v = h^{3/2} B C \sqrt{I_b} \quad (4.2.7)$$

of:

$$h = \left(\frac{Q_r}{B C \sqrt{I_b}} \right)^{2/3} \quad (4.2.8)$$

waarin h de evenwichtsdiepte wordt genoemd.

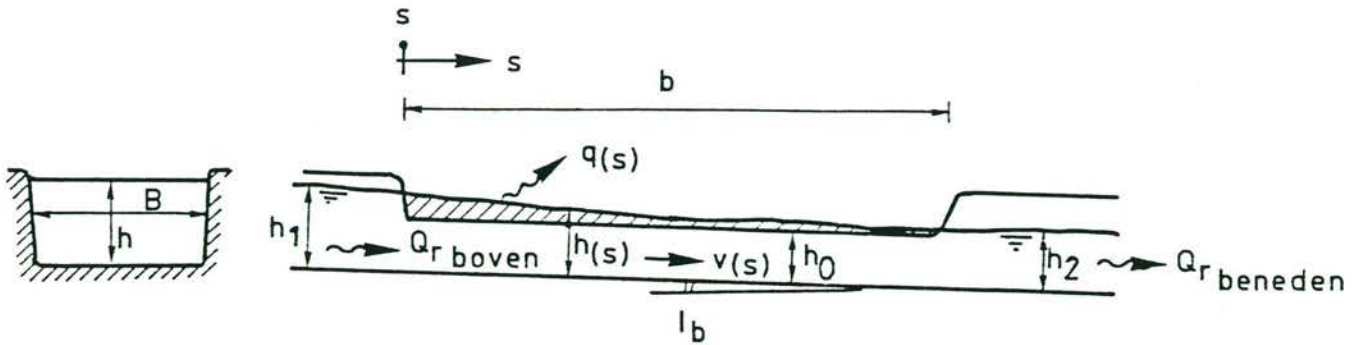


Fig. 4.2.2: Definitieschets rivier en overlaat

De zijdelingse afvoer over een overlaat kan worden berekend met behulp van de formules voor een volkomen overlaat:

$$q(s) = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} (h(s) - h_0)^{3/2} \sqrt{g} \quad \text{indien } h_p < h_0 + \frac{2}{3} (h(s) - h_0) \quad (4.2.9)$$

en voor een onvolkomen overlaat:

$$q(s) = (h_p - h_0) \sqrt{2g(h(s) - h_p)} \quad \text{indien } h_p > h_0 + \frac{2}{3} (h(s) - h_0) \quad (4.2.10)$$

In beide afvoerformules is aangenomen dat de afvoercoëfficiënt van de overlaat 1,0 is. De totale afvoer van de overlaat is gelijk aan:

$$Q = \int_{s_0}^{s_0 + b} q(s) ds \quad (4.2.11)$$

waarin b de lengte van de overlaat is en s_0 de locatie van het begin ervan aan de bovenstroomse zijde. Voor zeer korte overlatten is aangenomen dat de zijdelingse afvoer $q(s)$ kan worden gerepresenteerd door een waarde die constant is in s -richting.

We onderscheiden twee gevallen, namelijk:

1. De totale zijdelingse rivierafvoer is zodanig groot, dat de waterspiegel in de rivier ter plaatse aan de overlaat daalt tot de kruinhoogte ervan. Dit is het geval bij zeer lange overlaten. De benedenstroomse evenwichtsdiepte is dan gelijk aan het verschil tussen de kruinhoogte van de overlaat en de rivierbodem. De afvoer over de overlaat kan eenvoudig worden berekend als het verschil tussen bovenstroomse en benedenstroomse rivierafvoer, beide berekend volgens formule (4.2.7):

$$Q = Q_{r_{\text{boven}}} - Q_{r_{\text{beneden}}} = \{h_1^{3/2} - h_o^{3/2}\} B C \sqrt{I_b} \quad (4.2.12)$$

Hierin is h_1 de rivierstand bovenstrooms en h_o de kruinhoogte.

2. De benedenstroomse waterspiegel is niet bekend. In dit geval is de zijdelingse afvoer onvoldoende om de rivierwaterstand te laten dalen tot de kruinhoogte van de overlaat. De verlaging van de rivierwaterstand moet worden berekend door oplossing van de basisvergelijkingen. Voor deze berekening is een tweetal procedures ontwikkeld die hieronder worden beschreven. Met behulp van deze procedures is het ook mogelijk de aanname die ten grondslag ligt aan de berekening volgens vergelijking (4.2.12) te controleren.

4.2.3 Discrete benadering voor een zeer korte overlaat

Hierbij wordt over de lengte van de overlaat een constante riverstand aangenomen, die overeenkomt met de benedenstroomse rivierstand. De regerende vergelijkingen zijn dan:

$$Q = b \ q = Q_{r_{\text{boven}}} - Q_{r_{\text{beneden}}} = (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}) B C \sqrt{I_b} \quad (4.2.13)$$

waarin h_2 de benedenstroomse rivierstand is en b de lengte van de overlaat (zie figuur 4.2.3). De afvoer q per lengte-eenheid van de overlaat wordt berekend met behulp van de formules (4.2.9) of (4.2.10), waarin

$h(s)$ vervangen wordt door h_2 . Gegeven een bovenstroomse rivierstand h_1 , dan is de benedenstroomse alsmede de zijdelingse afvoer te berekenen met behulp van deze vergelijkingen. De methode is toepasbaar op smalle stroomgaten die ontstaan door dijkbreuk als gevolg van de mechanismen die in hoofdstuk 3 zijn behandeld.

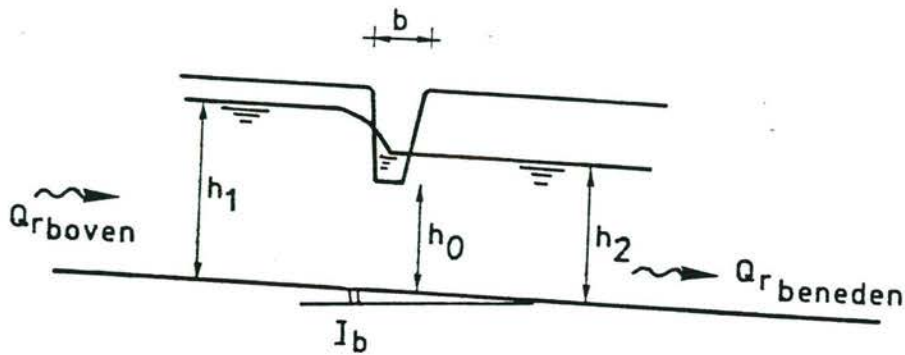


Fig. 4.2.3 Discrete methode voor een zeer korte overlaat

4.2.4 Discrete benadering voor lange overlaten

In deze benadering wordt de overlaatlengte opgedeeld in een aantal vakken. Op de grenzen van de vakken wordt de zijdelingse afvoer geconcentreerd gedacht in knooppunten (zie figuur 4.2.4). De afvoer in elk van de knooppunten wordt berekend met behulp van formule (4.2.9) of (4.2.10). De verlaging van de rivierwaterstand in elk van de vakken wordt berekend met behulp van een zogenaamde vakberekening.

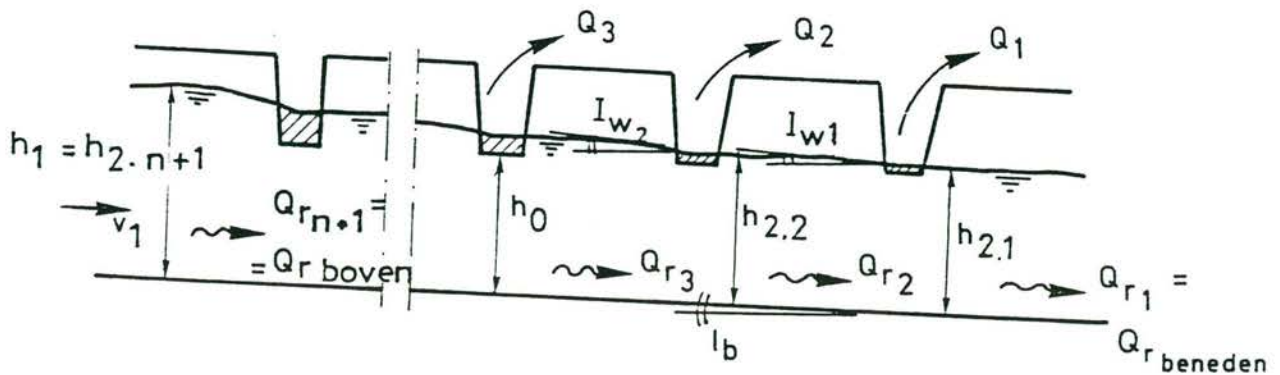


Fig. 4.2.4 Simulatie lange overlaat

Bij de vakberekening wordt uitgegaan van een waterstand aan de bovenstroomse zijde van het vak en een waterstand aan de benedenstroomse zijde (zie figuur 4.2.5). Geven we de helling van het wateroppervlak aan met I_w , dan bestaat de volgende relatie.

$$h_1 \approx h_2 + (I_w - I_b) L_v \quad (4.2.14)$$

waarin L_v de vaklengte is. Het verhang I_w wordt berekend uit vergelijking (4.2.5) onder verwaarlozing van de snelheidshoogte:

$$\frac{dh}{ds} \approx - I_w + I_b \approx I_b - \frac{v^2}{C^2 R} \approx I_b - \frac{Q_r^2}{B^2 C^2 h^3} \quad (4.2.15)$$

dus:

$$I_w \approx \frac{Q_r^2}{B^2 C^2 h^3} \quad (4.2.16)$$

Er volgt dus:

$$h_1 \approx h_2 + \left(\frac{Q_r^2}{B^2 C^2 h_2^3} - I_b \right) L_v \quad (4.2.17)$$

Voor een keten van vakken met op de vakscheidingen geconcentreerde zijdelingse afvoer vinden we, gebruikmakend van de formules voor een vakberekening, het volgende algoritme om de verhanglijn en de totale afvoer over de overlaat te berekenen (zie figuur 4.2.4):

- Kies een waarde voor $h_{2.1}$ ($> h_0$), daaruit volgt de zijdelingse afvoer Q_1 met behulp van de formules (4.2.9) of (4.2.10) en (4.2.11) met overlaatlengte b/n . De rivierafvoer Q_{r2} volgt uit $h_{2.1}$ volgens formule (4.2.7).
- Dan is: $Q_{r2} = Q_{r1} + Q_1$ en $I_{w1} = \frac{Q_{r2}^2}{B^2 C^2 h_{2.1}^3}$
- Daaruit volgt $h_{2.2} \approx h_{2.1} + (I_{w1} - I_b) L_v$, met $L_v = b/n$ en hieruit wordt Q_2 berekend.
- Hieruit wordt Q_{r3} berekend enz.

Het proces wordt herhaald tot $Q_{r_{n+1}}$ gevonden is. Via "trial and error" moet een $h_{2.1}$ gevonden worden waarbij $Q_{r_{n+1}} \sim Q_{r_{\text{boven}}}$. Door de bijbehorende Q_i te sommeren, vinden we het zijdelingse debiet over de overlaat.

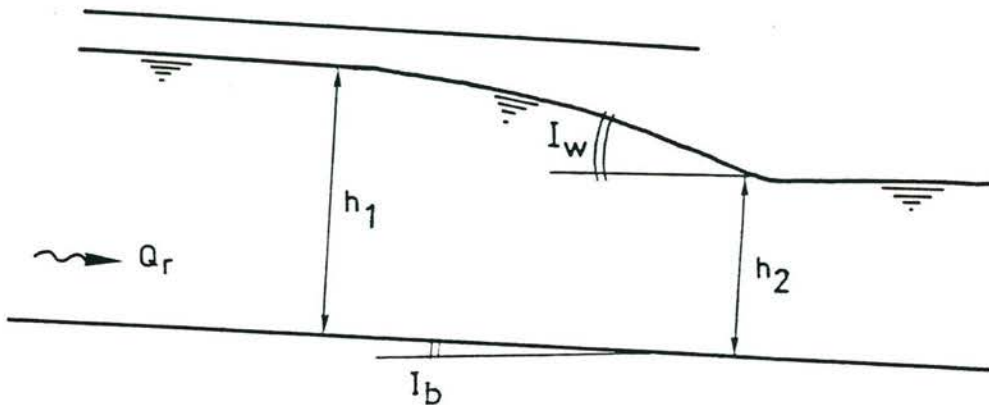


Fig. 4.2.5 Vakberekening

4.2.5 Analytische benadering

Als voldaan wordt aan de volgende veronderstellingen:

$$\frac{h_1 - h_2}{h_1} \ll 1 \quad (4.2.18)$$

waarin h_2 de rivierwaterstand benedenstrooms van de overlaat is en het snelheidsaandeel in de energiehogte klein is ten opzichte van druk- en plaatshoogte, dus:

$$h + \frac{v^2}{2g} \approx h, \quad (4.2.19)$$

dan kunnen we de basisvergelijkingen voor rivierafvoer en afvoer over de overlaat worden gelineariseerd. De weg naar een analytische oplossing staat dan open.

Voor een volkomen overlaat (formule 4.2.9) worden de volgende formules gevonden voor de zijdelingse afvoer (zie figuur 4.2.6 voor verklaring van de gebruikte notaties):

$$\frac{Q}{Q_r} = 3/2 (1 - h_2/h_1) \quad (4.2.20)$$

waarin h_2 gegeven wordt door de formule:

$$\frac{h_2 - h_0}{h_1 - h_0} = \frac{\rho e^{\lambda_2 b} (\lambda_1 - \lambda_2)}{\lambda_1^2 - \lambda_2^2 e^{(\lambda_2 - \lambda_1) b}} \quad (4.2.21)$$

met

$$\rho = 3 I_b / h_1 \quad (4.2.22)$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{1}{2} \rho \{1 \pm \sqrt{1 + \beta}\} \quad (4.2.23)$$

$$\beta = 2 (2/3)^{7/2} \cdot \frac{h_1 \sqrt{g(h_1 - h_0)}}{I_b V_1 B} \quad (4.2.24)$$

waarin V_1 de stroomsnelheid is die behoort bij h_1 .

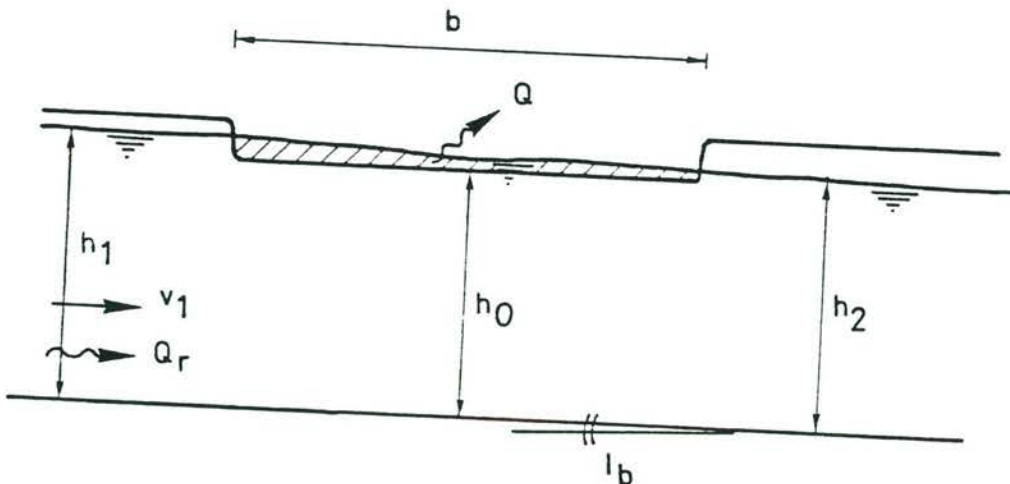


Fig. 4.2.6 Definitieschets bij analytische oplossing

In [4.2] zijn tabellen samengesteld waarmee, aan de hand van een drietal dimensieloze parameters die de rivier en overlaat karakteriseren, de rivierwaterstandverlaging en het debiet over de overlaat kunnen worden bepaald.

4.3. Tijdsafhankelijkheid van bovenaanvoer en stroomgrootte

4.3.1 Vorm en duur van waterstanden bij hoogwaterafvoer

Randvoorwaarde voor de berekening van zijdelingse afvoer via een overlaat is het verloop van de bovenstroomse waterstand $h_1(t)$ bij hoogwaterafvoer in de rivier. In het kader van de voorbeeldberekening zijn vorm en duur van de hoogwaterafvoer van de Bovenrijn bij Lobith onderzocht [4.3]. Uit dit onderzoek is gebleken dat een ééntoppige hoogwaterafvoergolf als functie van de tijd kan worden gekarakteriseerd door de som van een constante basisafvoer en een parabolische golftop:

$$Q_r(t) = Q_{ro} + (\hat{Q}_r - Q_{ro}) (t - T_o)(T - t + T_o)/T^2 \quad (4.3.1)$$

met $T_o \leq t \leq T_o + T$, terwijl voor andere t : $Q_r(t) = Q_{ro}$. Hierin zijn $Q_r(t)$ de momentane hoogwaterafvoer, \hat{Q}_r de topafvoer, Q_{ro} de constante basisafvoer, T de duurtijd dat de hoogwaterafvoer groter is dan de basisafvoer en T_o het tijdstip waarop de hoogwaterafvoer begint.

Meertoppige afvoerfuncties kunnen worden samengesteld door elk van de afzonderlijke toppen te schematiseren tot een parabool en vervolgens te superponeren.

Zowel de grootte van de topafvoer als de duurtijd kunnen in een probabilistische analyse van een rivierdijk worden opgevat als stochastische variabelen. De kansverdelingsfuncties van de eerste kan worden bepaald uit waargenomen relatieve frequenties van topafvoeren in het verleden. Uit waarnemingen van de topafvoer van de Bovenrijn volgt dat deze goed beschreven kan worden met behulp van een extreme waarden verdeling:

$$P(\hat{Q}_T < X) = 1 - e^{-\frac{(X-A_0)}{C_0}} \quad \text{indien } X > 0 \quad (4.3.2)$$

De kansverdelingsfunctie van de duurtijden wordt eveneens ontleend aan de statistiek waargenomen, aaneengesloten tijden dat een rivierafvoer groter is dan een bepaalde waarde. De gevonden relatieve frequentieverdeling wijst op een lognormale verdeling. Voor de afvoeren op de Rijn werd een verwachte duurtijd (T) gevonden van 15 dagen met een variatiecoëfficiënt gelijk aan 1.

Voor een probabilistische analyse is het verder van belang de eventuele correlatie tussen afvoertop en duurtijd te onderzoeken. Bij het onderzoek, overigens op basis van een beperkt aantal gegevens, werd een zwakke negatieve correlatie (-0,20) gevonden. Deze uitkomst rechtvaardigt de aanname van ongecorreleerde topafvoer en duurtijd van hoogwaterafvoer in een probabilistische analyse.

4.3.2 De vorming en ontwikkeling van een stroomgat

Over de wijze waarop een stroomgat zich vormt en ontwikkelt valt thans slechts in kwalitatieve zin iets te zeggen. Er blijkt nog erg weinig van bekend te zijn.

De vorming van een stroomgat begint na het optreden van één of meer van de bezwijkmechanismen die genoemd zijn in paragrafen 3.2 t/m 3.5. Door de grote snelheid waarmee het water de polder binnenstroomt zal het stroomgat snel uitschuren. Door het groter wordende gat stroomt meer water de polder binnen. Op den duur zal door de stijgende waterstand in de polder het verval over het stroomgat en dus ook de stroomsnelheid zodanig afnemen, dat de stroom niet meer in staat is bodemmateriaal mee te voeren.

De grootste snelheden treden niet op in het stroomgat, maar erachter (zie figuur 4.3.1).

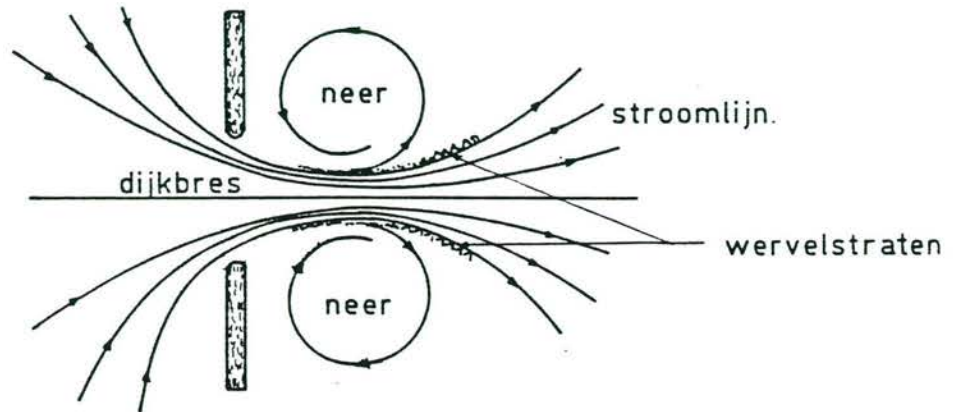


Fig. 4.3.1 Stroombeeld in een stroomgat

In het stroomgat vindt contractie van stroomlijnen plaats. Door de door het gat trekkende stroom worden in het nagenoeg stilstaande water erachter grote neren aangedreven (dit geldt dus niet voor het begin van inundatie). Deze neren geven een nog grotere contractie op enige afstand van het gat. Daar treden de grootste stroomsnelheden op. Op de grens van hoofdstroom en neren vormen zich gevaarlijke kleine diepgaande verticale wervels, de zogenaamde wervelstraten. Vooral deze wervelstraten veroorzaken ontgrondingen.

De spaarzame beschikbare gegevens betreffende de groei van stroomgaten bij opgetreden dijkdoorbraken zijn over het algemeen vrij vaag. Er zijn slechts enkele gevallen gevonden waarbij de groei van de breedte van het stroomgat als functie van de tijd enigszins bekend zijn [4.4]. In figuur 4.3.2 zijn twee gevallen weergegeven. Wat opvalt in deze figuur zijn de verschillen in de groeisnelheden en de uiteindelijke breedte van de stroomgaten. Beide hangen van een aantal factoren af. Genoemd kunnen worden de samenstelling van de dijk en die van de ondergrond, het oppervlak van de polder, het verval, het polderniveau en de aanwezigheid van voorland. Bij zeedijken geldt nog dat per getij wisselende stromen de meest verwoestende werking hebben. Hier ontstaan wijdvertakte stelsels van kleine en grote geulen.

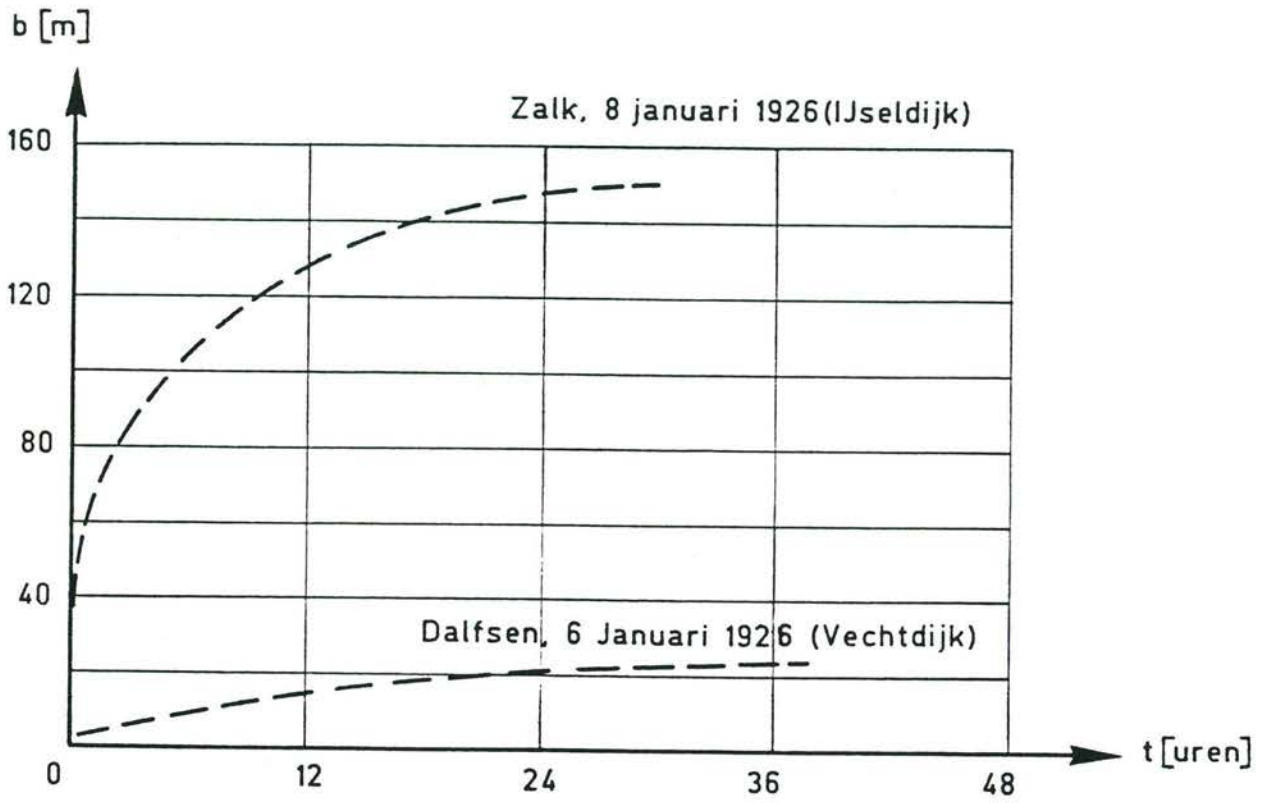


Fig. 4.3.2 Ontwikkeling van de bresbreedte b bij twee opgetreden dijkdoorbraken [4.4].

5. BEREKENING VAN SCHADE BIJ GEGEVEN INUNDATIE

5.1. Inleiding

Voor het uitvoeren van een risico-analyse van waterkeringen is het onder meer nodig te weten wat de gevolgen zijn bij het falen van de waterkering. Gevraagd wordt dus naar de relatie tussen het effect (het falen van een waterkering) en het gevolg.

Wanneer een waterkering faalt, stroomt er water vanuit de zee, een meer, een rivier of een andere waterloop, het gebied binnen dat door die waterkering beschermd behoort te worden. In verreweg de meeste gevallen zal er dan inundatie optreden. Alleen in het geval dat de hoeveelheid binnengestroomd water zodanig klein is, dat die door de bergingscapaciteit in open water en door bemaling kan worden opgevangen, zal er geen inundatie optreden. Wel kan er dan aan de dijk schade optreden, bijvoorbeeld in de vorm van aantasting van de bekleding bij overlopen of golfoverslag.

Indien inundatie optreedt zal er "schade" ontstaan. Hierbij moet "schade" in de ruimste zin van het woord worden opgevat. Onder schade wordt niet alleen verstaan de materiële schade, maar ook doden, gewonden, leed en ongerief (de immateriële schade). Bij het uitvoeren van een risico-analyse waarbij de totale schade moet worden bepaald, moeten alle schadeposten in dezelfde eenheden worden uitgedrukt; dit roept een groot aantal problemen op (zie hoofdstuk 6).

Voor wat de methode van schadebepaling betreft, is in binnen- en buitenland een aantal onderzoeken verricht. In dit hoofdstuk zal hoofdzakelijk aandacht worden besteed aan het onderzoek dat door de afdeling industriële veiligheid van MT-TNO in opdracht van de TAW10 is uitgevoerd [5.1]. Daarnaast zal ook aandacht aan de onderzoeken van Penning-Rowssel en Chaterton worden besteed [5.2]. In het MT-TNO onderzoek is vooral aandacht besteed aan de watersnood van 1953 in Zeeland en Zuid-Holland. Er is ook aandacht besteed aan de inundatie van de Wieringermeer in 1945 en aan de overstroming in Tuindorp-Oostzaan in 1960.

5.2. De factoren die de inundatieschade bepalen

De schade die veroorzaakt wordt door inundatie, wordt door een groot aantal factoren bepaald. In grote lijnen kunnen deze worden onderverdeeld in:

- a. factoren die het inundatieproces beschrijven en de omstandigheden tijdens de inundatie: waterhoogte als functie van de tijd, stroomsnelheid, windrichting en windkracht, inundatieduur, waterkwaliteit
- b. factoren die betrekking hebben op de structuur van het overstroomde gebied: grootte, bevolking, bebouwing, bestaansmiddelen, waarschuwings- en reddingsmiddelen.

Hierna zullen in het kort de onder a. en b. genoemde factoren worden toegelicht.

Waterhoogte als functie van de tijd

Een hogere waterstand zal meer slachtoffes en schade tot gevolg hebben. Door eb- en vloedbewegingen kan, vooral in de nabijheid van stroomgaten, meer schade ontstaan aan bebouwing. Een snelle stijging van de waterstand zal meer doden tot gevolg hebben.

Stroomsnelheid

Een hoge stroomsnelheid zal vooral in de nabijheid van stroomgaten veel schade toebrengen aan bebouwing.

Windkracht en windrichting

Bij meer wind ontstaan grotere golven, waardoor de schade zal toenemen. Ook worden de reddingsmogelijkheden nadelig beïnvloed door veel wind. De windrichting heeft effect op de opwaaiing van het water.

Inundatieduur

De inundatieduur speelt zowel voor de materiële schade als voor de immateriële schade een rol. Materiële zaken lopen doorgaans meer schade op naarmate ze langer met water in contact zijn of geheel of ten dele met water verzadigd worden.

Een langere inundatieduur verhoogt ook de kans op meer leed en ongerief of dat mensen door uitputting, ziekte of honger om het leven komen.

Waterkwaliteit

Verontreinigd water zal een hogere schade tot gevolg hebben dan schoon water. Ook zal zeewater de schade anders beïnvloeden dan zoet water.

Weersomstandigheden

Behalve windrichting en windkracht zijn nog andere factoren die de omstandigheden bepalen van belang. Hieronder vallen o.a. de temperatuur, eventuele neerslag of mist. Deze factoren spelen weer een rol bij de kans op ziekte of overleving van mensen en dieren.

Grootte van de polder

De omvang van de schade hangt nauw samen met de grootte van de polder. De grootte speelt echter ook een rol bij de inundatiesnelheid.

Bevolking

Het aantal mensen speelt een directe rol bij het aantal slachtoffers in geval van inundatie.

Bebouwing

De schade aan de bebouwing hangt af van de aard van de bebouwing (laag-, middelhoog- of hoogbouw), van de bouwwijze (stapelbouw, gietbouw) en de gebruikte bouwmaterialen.

Bestaansmiddelen

Hierbij gaat het om de schade aan het gebruik van de bodem, zoals schade aan landbouw, industrie, bos, recreatie, etc.

Waarschuwingmogelijkheden

Wanneer de mogelijkheid tot het waarschuwen voor mogelijke overstromingen goed is, wordt de kans op doden en gewonden kleiner; ook kan duurzaam materieel of vee in veiligheid worden gebracht. De schade is dus minder naarmate het waarschuwingssysteem beter is.

Reddingsmogelijkheid

Uiteraard zal er minder schade zijn indien de reddingsmogelijkheden beter zijn. Hiertoe behoren o.a. ook draaiboeken voor reddingsakties, hooggelegen vluchtwegen, voldoende beschikbaar materieel, etc.

5.3. Het aantal doden bij een overstroming

Het maken van een raming van het aantal slachtoffers in geval van een overstroming, is niet eenvoudig, doordat een groot aantal factoren een rol spelen; zie paragraaf 5.2. Gegevens van elders of van vroeger zijn niet zonder meer te gebruiken voor de huidige situatie in ons land. Bovendien zullen uit de gegevens die bekend zijn niet alle relaties die er bestaan tussen de relevante factoren en het aantal slachtoffers kwantitatief kunnen worden vastgesteld.

In het TAW 10 onderzoek [5.1] is in eerste instantie gekeken naar de gegevens van de Stormvloed van 1953. Over het algemeen leveren deze gegevens weinig informatie over de relaties zoals bedoeld in paragraaf 5.2. Uit de diverse gedenkboeken en interviews is het volgende beeld verkregen:

a. De, wat de verdrinkingen betreft, meest getroffen gemeenten werden in

korte tijd overspoeld. De meeste ervan lagen achter van de noordwestenwind afgekeerde dijken die lager en zwakker waren dan de dijken aan de noordzijde van het eiland.

- b. De meeste verdrinkingen vonden plaats in de buitenwijken; in Dreischor en Burgh zelfs alle. Deze wijken waren vaak wat lager gelegen dan de kern van de gemeente, die dus langer droog bleef en waarin het verrassingselement (ook door de betere communicatie) een minder overheersende rol speelde.
- c. Sommige (vooral grote) gemeenten aan de kust hadden relatief weinig verliezen.

Van de inundatieparameters die wat hun effect betreft, het meest in aanmerking komen om te worden onderzocht, de inundatiediepte en de inundatiesnelheid, werd hoofdzakelijk aandacht besteed aan de inundatiediepte. Aangezien voor de meeste gemeenten niet bekend is of de verdrinkenen in de gemeentekernen dan wel in de buitenwijken woonden, is uitgegaan van het aantal doden in de gehele gemeente. Dit aantal werd betrokken op het bevolkingsaantal en geeft de verdrinkingsfractie (gedeelte van de bevolking).

Voor sommige gemeenten echter is uit informatie ter plaatse afgeleid hoeveel doden in de dorpskern en hoeveel in de buitenwijken vielen; hieruit werden twee verdrinkingsfracties berekend.

Figuur 5.3.1 toont een ruw verband tussen de inundatiediepte en de verdrinkingsfractie.

Uit de grote spreiding van de punten blijkt, dat ook andere factoren een grote rol hebben gespeeld. Uit de beschrijvingen krijgt men de indruk, dat hiertoe zeker moeten worden gerekend:

- a. de positie ten opzichte van de stroomgaten
- b. de inundatiesnelheid
- c. de bereikbaarheid van relatief veilige plaatsen
- d. de snelheid waarmee hulp wordt geboden.

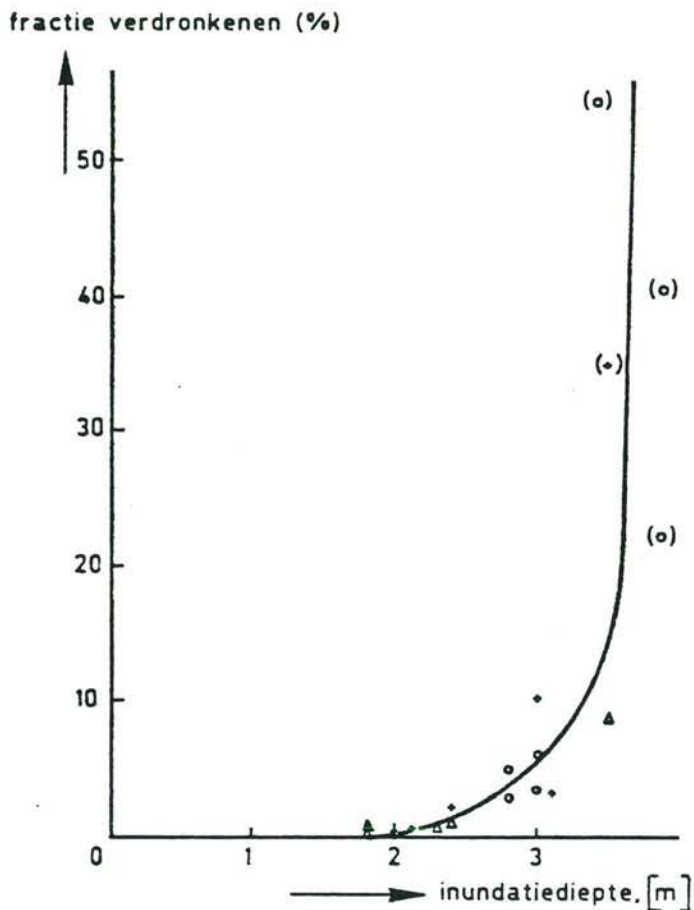


Fig. 5.3.1.: Fractie verdrinkenen (gedeelte van de bevolking) als functie van de inundatiediepte tijdens de stormvloed van 1 februari 1953.
o gemeenten op Schouwen-Duiveland
+ gemeenten op Goeree-Overflakkee
Δ gemeenten niet op deze eilanden.

Bij een inundatiediepte van meer dan 2,5 m neemt bij de situatie van 1953 de kans op verdrinking sterk toe, vooral voor bewoners van dorpen en buurtschappen die gelegen zijn in een door de hoofwaterkering rechtstreeks beschermde polder, waar geen binnendijk of andere relatief hoog gelegen grond in de nabijheid is.

Voor een meer kwantitatieve uitspraak moet men uitgaan van informatie van de gemeenten die door de stormramp van 1953 zijn getroffen. Wellicht zul-

len dan voor nog enkele gemeenten de geregistreerde verdrinkingen kunnen worden uitgesplitst naar dorpskern en buitenwijken.

Wat de andere in dit rapport genoemde inundaties betreft, wordt opgemerkt dat hierbij geen slachtoffers door verdrinking vielen: bij de inundatie van de Wieringermeer in 1945 was de bevolking tijdig gewaarschuwd; de inundatie van het Tuindorp-Oostzaan in 1960 ging slechts tot een geringe diepte (1,5 m).

Al eerder is opgemerkt dat gegevens van vroeger niet zonder meer bruikbaar zijn voor de huidige situatie. In de factoren die een rol spelen bij het aantal slachtoffers in geval van inundatie, zijn sinds 1953 nogal wat veranderingen opgetreden.

Op de eerste plaats is de mogelijkheid tot waarschuwing door de moderne communicatiemiddelen sterk toegenomen. Bovendien is nu een stormvloed, maar vooral een hoogwatergolf in een rivier, kwantitatief veel beter voorspelbaar.

Ook zijn de mogelijkheden tot redding en evacuatie verbeterd. De gemeenten langs de kust en de grote rivieren hebben een rampenplan, waarin onder meer een evacuatieplan is opgenomen.

Sinds 1953 zijn ook veranderingen opgetreden in de aard van de bebouwing en in de bouwsystemen; de laagbouwoningen zijn in hoogte toegenomen. Verder was er in de getroffen gebieden uitsluitend laagbouw. Een vluchtmogelijkheid naar hogere woongebouwen was dus niet aanwezig.

De tegenwoordige bouwsystemen hebben over het algemeen een groter incasseringsvermogen in het geval van snel stromend water. Dit zou dus nabij de stroomgaten een verkleining van de kans geven op instorting.

5.4. De materiële schade bij een overstroming

De omvang van de materiële schade bij overstroming is ook afhankelijk van de in paragraaf 5.2. genoemde inundatieparameters en het soort object dat beschadigd wordt. Van belang is te weten wat de relaties zijn tussen de genoemde parameters en de schade aan een object.

Bij de door MT-TNO uitgevoerde studie [5.1] is de schade bepaald uit het

produkt van twee grootheden, te weten de maximaal mogelijke schade s_{\max} en de schadefactor $c_i(d)$:

$$S = c_i(d) \cdot s_{\max} \quad (5.4.1)$$

De maximaal mogelijke schade komt overeen met de vervangingswaarde van het beschouwde object. De schadefactor $c_i(d)$ is een getal tussen 0 en 1 die de mate van verwoesting aangeeft. Deze factor hangt af van de goederecategorie (i) die beschouwd wordt en van de inundatieparameters. Bij de huidige stand van het onderzoek wordt alleen gekeken naar de relatie tussen α en de inundatiediepte d.

Alvorens deze methode aan de hand van voorbeelden toe te lichten, zullen eerst worden behandeld:

- a) de mogelijke indeling van goederen in categorieën
- b) de schadefactoren

5.4.1. Indeling van goederen in categorieën

Het Centraal Bureau voor de Statistiek heeft bij de "Berekening van de materiële schade, veroorzaakt door overstroming in februari 1953" [5.3] de volgende indeling aangehouden.

A. Goederen die gerekend worden tot het nationale vermogen:

Landbouwvermogen

Niet-landbouwgrond

Nijverheid, handel, bankwezen

Verkeer (motorvoertuigen, spoor- en tramwegen, PTT, schepen)

Woningen, boerderijen, tuinderswoningen

B. Goederen die niet tot het nationale vermogen behoren:

Dijken, wegen, bemalingsinrichtingen

Scholen

Kerken, raadhuizen

Huisraad, kleding

Door de Provinciale Griffie Gelderland is voor "Berekening Inundatieschade voor de Provincie Gelderland" [5.4] de volgende indeling aangehouden:

- A. schade aan woningen, inboedels en personenauto's
- B. schade aan de landbouw
- C. schade aan nijverheid en diensten

De indeling gemaakt door de onderzoekers Penning-Rowseell en Chatterton [5.2] komt in grote trekken met de laatst genoemde overeen.

Per goederencategorie kan nog weer een aantal schadeposten worden onderscheiden; zie de voorbeelden na paragraaf 5.4.2.

5.4.2. Schadefactoren

Onder een schadefactor wordt verstaan het verband tussen de inundatieparameters enerzijds en de mate van verwoesting anderzijds. Bij een totale verwoesting bedraagt de schadefactor 1. Uit de gegevens van 1953 zijn enkele schadefactoren afgeleid. Ook nu is wat de inundatie parameters betreft alleen naar de inundatiediepte gekeken.

In de figuren 5.4.1 en 5.4.2 zijn enkele schadefactoren grafisch weergegeven voor woningen en boerderijen en een aantal andere categorieën. Door de onderzoekers Penning-Rowseell en Chatterton zijn ook schadefactoren bepaald. In de figuren 5.4.3 en 5.4.4 zijn enkele relaties gegeven voor bepaalde goederencategorieën. Het algemene beeld is dat de schade ongeveer lineair toeneemt met de inundatiediepte tot een bepaalde waarde. Uiteindelijk wordt voor alle factoren de waarde 1 bereikt.

Voorbeelden van schadeberekening bij gegeven inundatiediepte

In de navolgende voorbeelden zijn de volgende notaties gehanteerd:

s_{\max} = maximale schade in guldens per m^2 gebied

$c_i(d)$ = schadefactor afhankelijk van d

d = inundatiediepte in meters

s = schade bij gegeven inundatiediepte = $c_i(d) s_{\max}$ in guldens per m^2 gebied

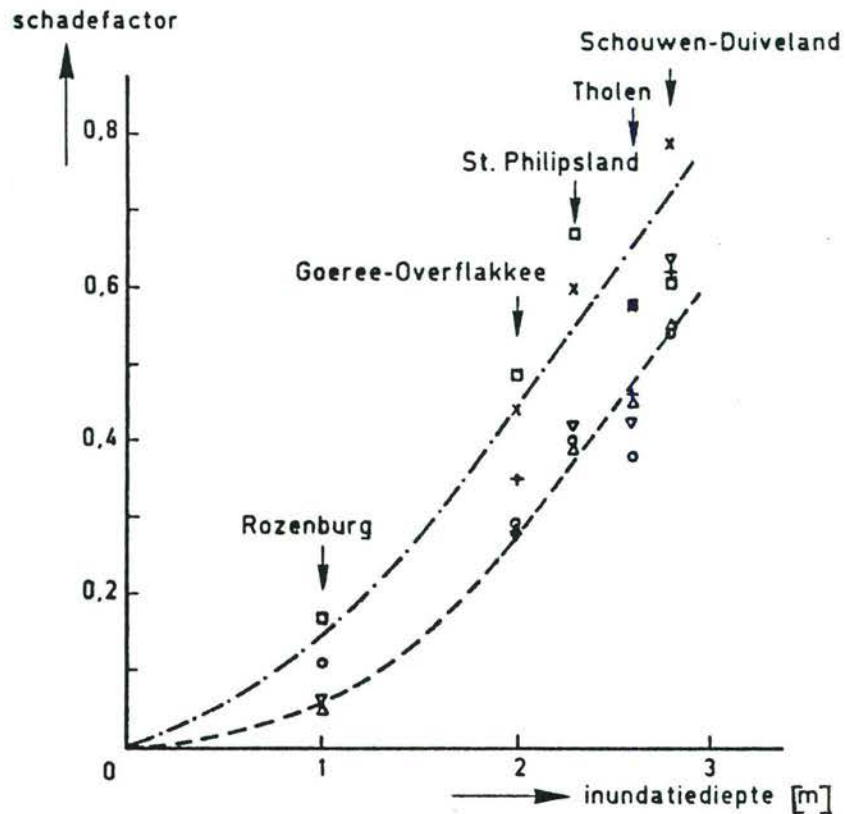
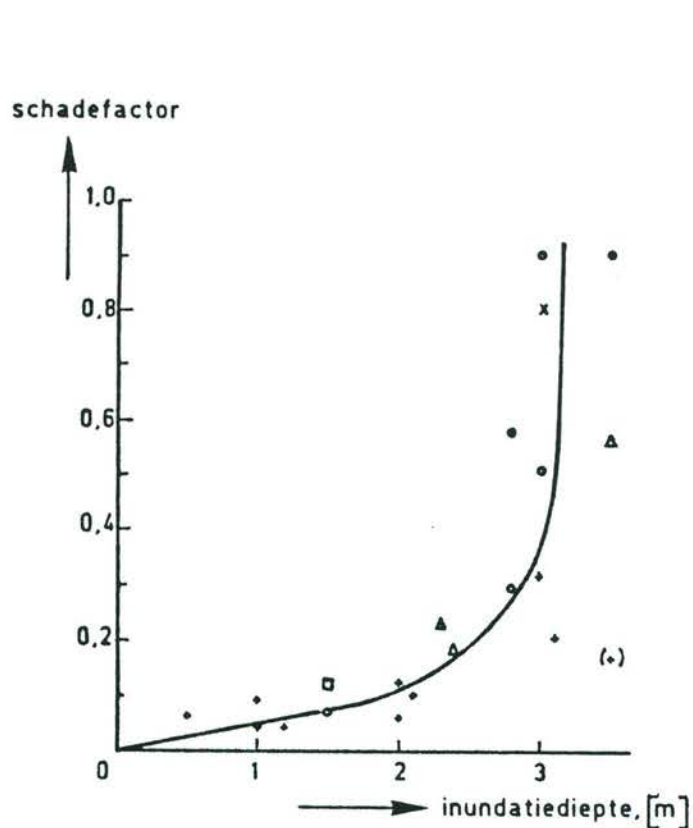


Fig. 5.4.1.: Schadefactor voor woningen en boerderijen (gedeelte van de vervangingswaarde na afschrijving) als functie van de inundatiediepte tijdens de stormvloed van 1-2-1953.
 o gemeenten op Schouwen-Duiveland
 + gemeenten op Goeree-Overflakkee
 Δ gemeenten niet op deze eilanden

Fig. 5.4.2.: Gemiddelde schadefactor (gedeelte van de vervangingswaarde na afschrijving) als functie van de gemiddelde inundatiediepte tijdens de stormvloed van 1-2-1953.
 + inventarisatie landbouw
 x inventaris nijverheid, handel, verkeer
 □ voorraden nijverheid, handel, verkeer
 o bedrijfsgebouwen
 Δ woningen
 ▽ inboedels

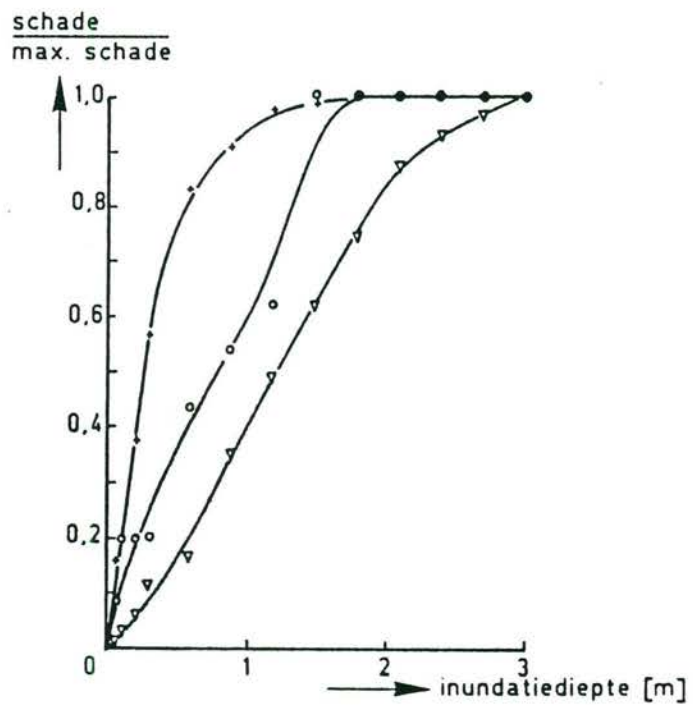


Fig. 5.4.3.

Relatieve schade aan woningen, inboedels en landbouwopstallen volgens Penning-RowSELL en Chatterton [5.2].

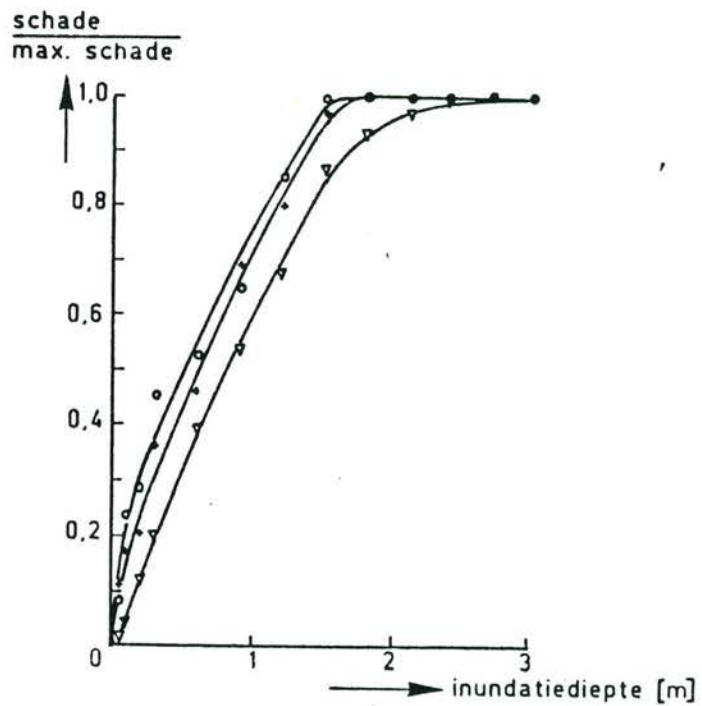


Fig. 5.4.4.

Relatieve schade aan handelsgoederen en bureaus volgens Penning-RowSELL en Chatterton [5.2].

De voorbeelden hebben betrekking op landbouwgebieden ($i=1$), industriegebieden ($i=2$) en bebouwde terreinen ($i = 3$). De waarden van $c_i(d)$ zijn grotendeels ontleend aan de figuren 5.4.1 en 5.4.2. De waarden voor de maximale schade zijn ontleend aan [5.1]. Er is bij de berekeningen nog geen rekening gehouden met de kosten voor evacuatie en dijkherstel.

Voorbeeld 1: Schade aan landbouwgebieden (1)

De schade bij inundatiediepten van 1, 2 en 3 m voor een gemiddeld landbouwgebied is als volgt te berekenen:

Tabel 5.4.1: Schade aan landbouwgebieden [gld/m²]

onderdeel	s_{\max}	d = 1 m		d = 2 m		d = 3 m	
		$c_1(1)$	s	$c_1(2)$	s	$c_1(d)$	s
1 Cultuur-technisch herstel	0,47	1,0	0,47	1,0	0,47	1,0	0,47
2 Gewassen en produkten	0,53	1,0	0,53	1,0	0,53	1,0	0,53
3 Levende have	0,30	0,03	0,01	0,07	0,02	0,27	0,08
4 Inventaris	0,20	0,05	0,01	0,10	0,02	0,30	0,06
5 Bedrijfsmiddelen	0,06	1,0	0,06	1,0	0,06	1,00	0,06
totaal voor riviergebied			1,08		1,10		1,20
6 Ontziltling	0,04	1,0	0,04	1,0	0,04	1,0	0,04
7 Herstelbewerking	0,33	1,0	0,33	1,0	0,33	1,0	0,33
totaal voor zeegebied			1,45		1,47		1,57

Hierbij moet nog de schade aan andere goederen in deze gebieden worden bijgeteld.

Voorbeeld 2: Schade aan industriegebieden (2)

Naar schatting wordt ca. 35.000 ha grond gebruikt voor de industrie waarin globaal 926.000 mensen werkzaam zijn. Per ha. zijn dus gemiddeld ca. 26,5 mensen in de industrie werkzaam.

De schade die ontstaat wordt verdeeld in:

- directe schade (schade aan gebouwen, machines, vervoermiddelen)

- indirecte schade (improductiviteit)

Voor de directe schade wordt hier de formule gehanteerd:

$$s_{dir} = 5,11 c(d) \sum_b W_b I_b \quad (5.4.2)$$

Hierin is:

$c(d)$ = schadefactor (gemiddeld over alle categorieën) .

W_b = aantal werkenden in bedrijfstak b

I_b = investering per werkende per jaar in die bedrijfstak

Voor de indirecte schade is gehanteerd:

$$s_{indir} = t_i \sum_b W_b P_b \quad (5.4.3)$$

Hierin is:

t_i = improductiviteitsperiode in maanden

P_b = produktiewaarde per werknemer in bedrijfstak b .

Wanneer per m^2 industriegebied $\sum_b W_b \cdot I_b$ gesteld wordt op f 24 per jaar en $\sum_b W_p \cdot P_b$ op f 16 per maand, dan wordt voor de inundatiediepten van 1 m, 2 m en 3 m het volgende gekregen voor een gemiddeld industriegebied:

Tabel 5.4.2: Gemiddelde schade aan industriegebieden [gld/m²]

	s _{max}	d = 1 m		d = 2 m		d = 3 m	
		c ₂ (1)	s	c ₂ (2)	s	c ₂ (3)	s
<u>riviergebieden:</u>							
directie schade	123	0,1	12	0,16	20	0,22	27
indirecte schade	16	1,0	16	1,0	16	1,0	16
t _i = 1 maand							
totaal voor riviergebied	139		28		36		43
<u>zeegebieden:</u>							
directe schade	123	0,10	12	0,16	20	0,72	89
indirecte schade	64	0,5	32	0,75	48	1,0	64
t _i = 4 maanden							
totaal voor zeegebied	187		44		68		153

Voorbeeld 3: Schade aan bebouwde terreinen (excl. industriegebied) (3)

Volgens het C.B.S. [5.3] kunnen bebouwde terreinen met betrekking tot het gebruik ervan als volgt worden ingedeeld:

	aantal ha (1977)
sociaal-culturele voorzieningen	17215
overige openbare voorzieningen	6234
handel	3225
dienstverlenende sector	5651
woongebied	181646
wonen-werken gemengd	<u>5398</u>
totaal	219369

Indien men de schade bij een eventuele inundatie nauwkeurig zou willen ramen, dan zou de taxatie moeten worden uitgevoerd in elk der genoemde sectoren afzonderlijk. Een globale schatting kan men echter maken door te veronderstellen dat deze de som is van de schadebedragen die betrekking hebben op:

- a. gebouwen
- b. inboedels
- c. vervoersmiddelen
- d. handel en dienstverlening
- e. kosten van evacuatie

In de volgende tabellen zijn de schadebedragen weergegeven voor inundatiediepten van 1 m, 2 m en 3 m.

Tabel 5.4.3: Schade aan bebouwde terreinen [gld/m²]

Categorie	s _{max}	d = 1 m		d = 2 m		d = 3 m	
		c ₃ (1)	s	c ₃ (2)	s	c ₃ (3)	s
1 Woningen	180	0,05	9	0,11	20	0,35	63
2 Inboedels	60	0,47	28	0,5	30	0,66	40
3 Vervoersmiddelen	16	0,5	8	1,0	16	1,0	16
4 Handel en dienstverlening	28	0,2	6	0,25	7	0,32	9
5 Evacuatie	25	1,0	25	1,0	25	1,0	25
totaal voor riviergebied			76		98		153
1 Woningen	180	0,05	9	0,11	20	0,35	63
2 Inboedels	60	0,47	28	0,5	30	0,66	40
3 Vervoersmiddelen	16	0,5	8	1,0	16	1,0	16
4 Handel en dienstverlening	35	0,23	8	0,34	12	0,8	28
5 Evacuatie	25	1,0	25	1,0	25	1,0	25
totaal voor zeegebied			78		103		172

6. CRITERIA BIJ HET ONTWERPEN

6.1. Inleiding

Het berekenen van de faalkans van een systeem van waterkeringen leidt onherroepelijk tot de vraag welke kans aanvaardbaar is.

Ook al zijn de berekende faalkansen slechts in beperkte mate op te vatten als een frequentistische kans in de zin van een overstroming ééns in de N jaar, toch zal een dergelijk verband worden gelegd.

Het verdient derhalve aanbeveling enerzijds het berekenen van faalkansen zoveel mogelijk aan te passen in de richting van het veronderstelde en anderzijds zo na te denken over een normstelling voor de aanvaardbare faalkans, dat voor maatschappelijke discussies een bruikbaar raamwerk gereed ligt.

Nadat in de voorgaande hoofdstukken de theorie is gepresenteerd, die toegepast wordt bij het berekenen van de faalkans van waterkeringen, zal in dit hoofdstuk een gedachtengang over het aanvaardbare risico aan de orde worden gesteld. Onder risico wordt steeds verstaan de verwachtingswaarde van de gevolgen bij inundatie (wiskundig: kans x gevolg).

In de gedachtengang worden twee gezichtspunten beschouwd. Ten eerste het gezichtspunt van het individu, dat overweegt of een bepaald risico voor hemzelf aanvaardbaar is. Ten tweede het gezichtspunt van de maatschappij, die oordeelt over de vraag of de kans op een bepaald ongeval voldoende klein is.

De twee oogpunten leiden ieder tot hun eigen conclusie.

Ten slotte is het voor de te volgen gedachtengang nodig het gevolg van een inundatie te schematiseren. Het gevolg heeft namelijk zoveel facetten, angst, verdriet, schade aan huis en haard, verlies van vee, schade aan winkels en fabrieken, verlies van mensenlevens en gewonden, dat het in een modelmatige aanpak vrijwel niet te hanteren is. In deze studie wordt het gevolg van een inundatie vereenvoudigd tot een in geld uitgedrukte schade (eventueel inclusief een waardering voor de verloren mensenlevens) of tot het aantal mensen dat omkomt.

6.2. Het persoonlijk aanvaardbare risiconiveau

De kleinste bouwsteen van het maatschappelijk geaccepteerde risiconiveau is de persoonlijke beoordeling van risico's door het individu. In de persoonlijke sfeer wordt de afweging tussen de nagestreefde voordelen en de eraan verbonden risico's vaak snel en onbewust gemaakt. Evenzo vindt snel een correctie plaats als de afweging niet correct blijkt.

Het resultaat van een poging om een model op te stellen van deze afwegingsprocedure vindt men in fig. 6.2.1. Er wordt een objectieve rationele afweging verondersteld van het voordeel zowel direct persoonlijk als maatschappelijk tegen het risico in de zin van verwacht verlies (kans x gevolg).

De kans-component van het risico wordt geschat aan de hand van eigen ervaringen of door overlevering van anderen. Ook een indruk van de mogelijke gevolgen wordt aan deze bronnen ontleend. Vandaar dat de persoonlijke oordeelsvorming bij nieuwe activiteiten door gebrek aan historische gegevens vaak moeilijk is. De informatie wordt dan ontleend aan uitspraken van "deskundigen" en de zichtbare mate van beveiliging.

Een belangrijk aspect is de mate van vrijwilligheid waarmee het risico wordt ondergaan. In het geval van onvrijwilligheid kan het individu de afweging maken volgens zijn eigen normsysteem, maar een bijstelling van de gemaakte keuze bij een ongunstig resultaat ligt buiten zijn invloedssfeer. Beide punten nopen hem tot een sceptische houding t.a.v. onvrijwillige risico's.

Het aspect van onvrijwilligheid gepaard aan het niet beschikbaar zijn van historische gegevens en de onduidelijke aard van te behalen voordeel, kunnen een verklaring zijn voor de maatschappelijke weerstand tegen moderne energie-systemen als LNG en kernenergie.

Psychometrisch onderzoek heeft tot nu toe niet het doel, operationalisering van het in figuur 6.2.1 gegeven model, bereikt.

Een oplossing is te veronderstellen dat het afwegingsproces van elk individu consistent is en dat uit de uitkomst ervan een indicatie kan worden verkregen van zijn preferenties.

Bij een schematisatie van "het gevolg" tot het verliezen van het leven,

is de statistiek van doodsoorzaken een bron waaruit de gemiddelde uitkomst van de individuele afwegingen blijkt.

Een onvermijdelijk risico is de kans door natuurlijke oorzaken te overlijden. Deze kans is in Westerse landen voor personen jonger dan 60 jaar 10^{-3} per jaar.

Voor andere activiteiten volgt de persoonlijke risico-acceptatie uit een deling van het jaarlijkse aantal doden door het aantal deelnemers aan de activiteit.

In figuur 6.2.2 zijn de persoonlijke risiconiveaus voor enkele activiteiten gegeven. Het feit dat deze getallen stabiel zijn over de jaren en ongeveer gelijk voor de Westerse landen, lijkt te wijzen op een consistent preferentiepatroon.

Ook de onderlinge rangorde is niet verwonderlijk. De kans om te overlijden bij normale dagelijkse activiteiten, zoals autorijden en werken in een fabriek, is één of twee ordes kleiner dan de natuurlijke sterftekans. Alleen een zuiver vrijwillig ondernomen activiteit als bergbeklimmen brengt een groter risico met zich mee.

Gezien de consistentie en de, afgezien van een licht dalende tendens t.g.v. de technische vooruitgang, stabiliteit van de gepresenteerde sterftekansen, lijkt het toegestaan er een leidraad voor beslissingen t.a.v. het persoonlijk aanvaardbare risico uit af te leiden.

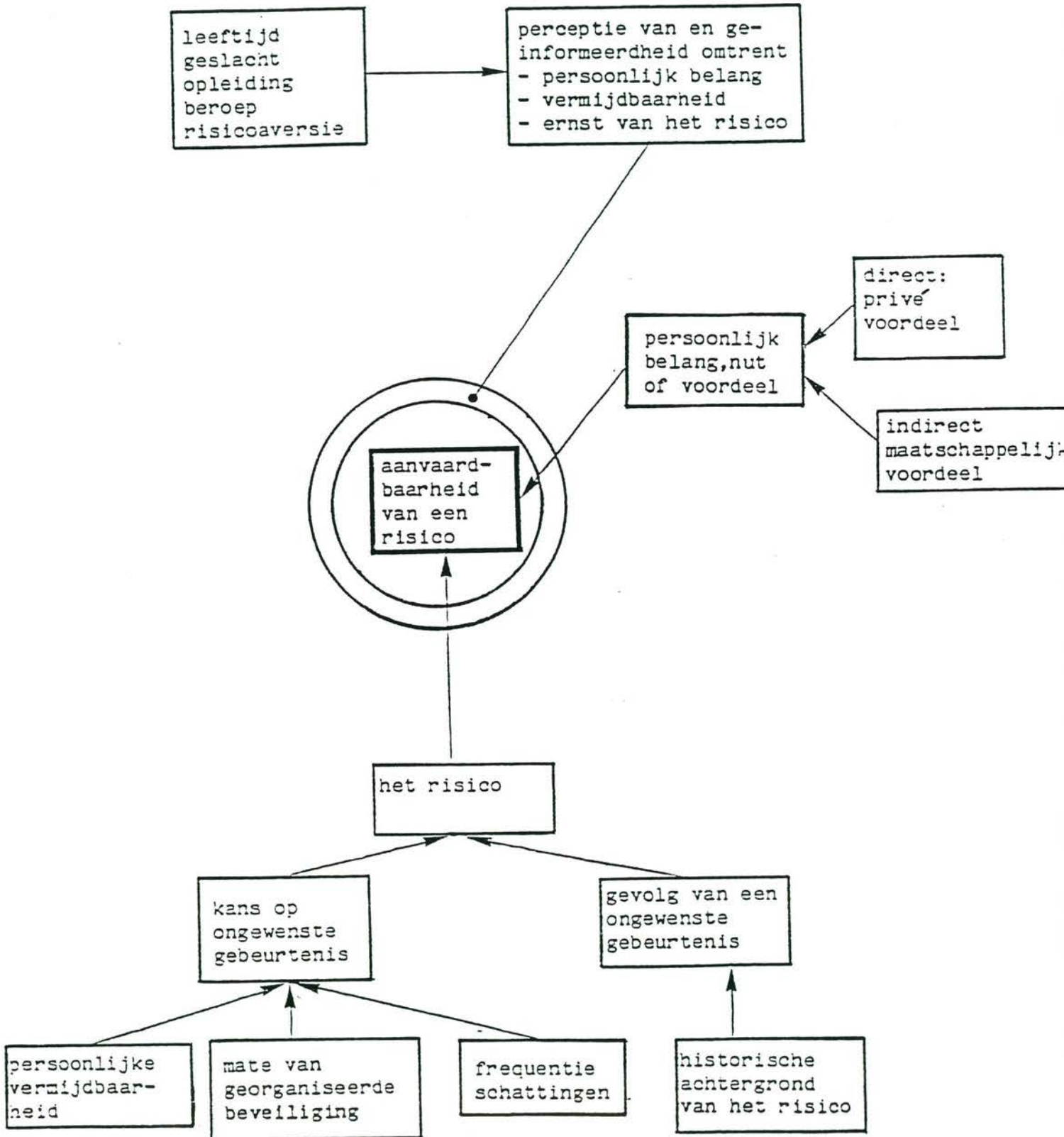


Fig. 6.2.1. Theoretische ordening van de beoordelingsvariabelen van de aanvaardbaarheid van risico's in de individuele sfeer.

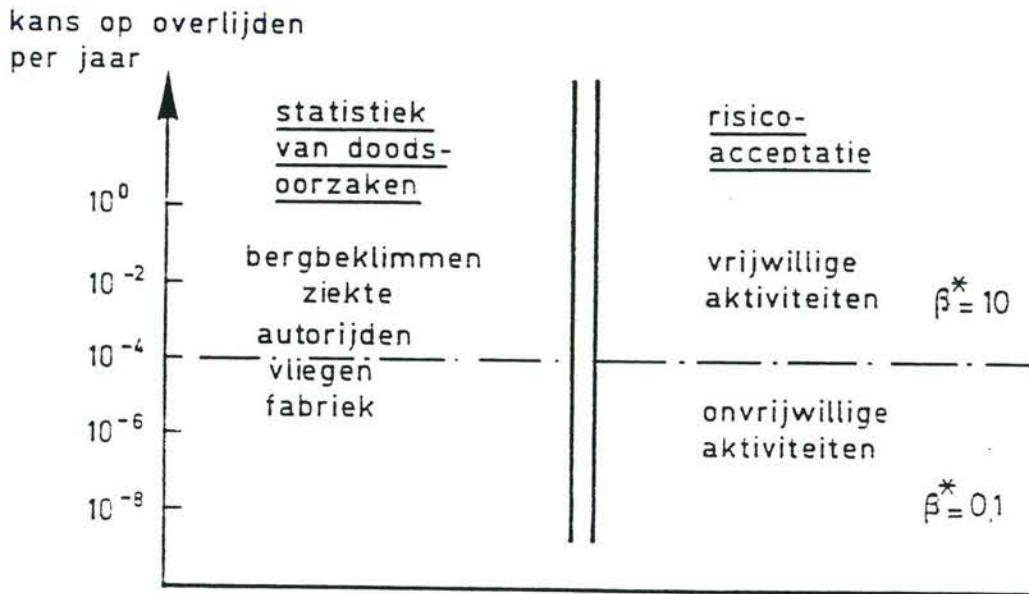


Fig. 6.2.2. De persoonlijke risico's in de westelijke landen, afgeleid uit de statistiek van doodsoorzaken, betrokken op het aantal deelnemers per activiteit.

De toelaatbare kans op een ongeval bij activiteit i is:

$$P_{f_i} = \frac{\beta^* \cdot 10^{-4}}{P_d | f_i} \quad [1/\text{jaar}] \quad (6.2.1)$$

waarin $P_d | f_i$ = kans op overlijden gegeven een ongeval

In deze uitdrukking varieert de beleidsfactor β^* met de mate van vrijwilligheid waarmee de activiteit wordt ondernomen van 10 bij volledige vrije wil tot 0,1 bij een opgelegd risico.

6.3. Het maatschappelijk aanvaardbare risiconiveau

Hetgeen een democratische maatschappij aan risico's aanvaardt, is in beginsel de samenvoeging van alle individuele afwegingen. De geaggregeerde versie van het in figuur 6.2.1 gegeven model, zou uitkomst moeten brengen.

Hoewel men kan stellen dat op maatschappelijk niveau voor elk project in de ruimste zin de sociale baten tegen de sociale kosten (incl. risico) worden afgewogen, kan deze afweging niet expliciet worden gemaakt. Het maatschappelijk optimalisatieproces geschiedt via een tastend zoeken, waarbij bestuurlijke lichamen een keuze doen en het leven vervolgens leert hoe wijs deze keus was.

Indien men voor een bepaald project een maatschappelijk aanvaardbaar risiconiveau moet aangeven, is een oplossing alleen te bereiken via een sterke vereenvoudiging van het probleem.

De eerste weg schematiseert het vraagstuk tot een mathematisch economisch beslissingsprobleem door alle gevolgen van de ramp in geld uit te drukken.

Het tweede spoor leidt uit de ongevallen statistiek een aanvaardbaar risiconiveau af, daarbij het gevolg van de ramp beperkend tot het aantal doden.

Normstelling op basis van een mathematisch economische optimalisering

Het mathematische beslissingsprobleem is door van Danzig in het rapport van de Deltacommissie [6.1] geformuleerd voor Centraal-Holland.

Ter vereenvoudiging van het probleem wordt de hoogte van de dijk geacht een deterministische grootheid te zijn.

Verder wordt als enige bezwijkmechanisme het overlopen van de dijk in beschouwing genomen. Derhalve vindt inundatie van de polder plaats, zodra de stormvloedstand de dijkhoogte overtreft.

De kans op deze gebeurtenis kan eenvoudig worden afgeleid uit de hoogwater-overschrijdingslijn.

$$P(S_v > h_o) = \bar{F}_{S_v}(h_o) = e^{-\frac{h_o - \alpha}{\beta}} \quad (6.3.1)$$

waarin:

S_v = stormvloedtoestand

h_o = dijkhoogte

α, β = constanten

$\bar{F}_{S_v}(h_o)$ = complement van $F_{S_v}(h_o)$

Als de dijk overstroomt en de polder onderloopt, bedraagt de totale schade aan gebouwen, voorraden, vee en productiemiddelen S . Met gederfd inkomen, verlies van mensenlevens, etc. houdt men bij de eerste benadering geen rekening. De mathematische verwachtingswaarde van dit verlies is in ieder jaar het produkt van de overstromingskans en de schade S

De contante waarde van dit verwachte verlies over de levensduur (N) is een maat voor het totale verlies

Ter beperking van het risico kan men de dijken verhogen (zie figuur 6.3.1). De kosten van deze beveiligingsmaatregelen zijn deels constant en deels (bij benadering) evenredig met de verhoging.

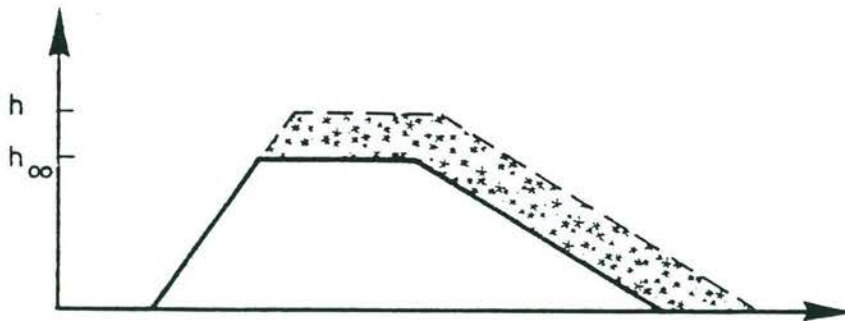


Fig. 6.3.1 De hoeveelheid grondverzet bij een verhoging van de dijk.

De totale kosten zijn de som van de kosten van de verhoging van de dijk en de contante waarde van het verwachte verlies.

De optimale dijkhoogte (zie ook figuur 6.3.2) wordt bepaald door differentiatie naar de beslissingsvariabele h_o , ten einde de minimale totale

kosten te bereiken.

De optimale hoogte van de dijk kan met de navolgende formule worden bepaald, evenals de optimale faalkans:

$$h_{o,opt} = \alpha + \beta \ln \left\{ \frac{S}{I' \beta (r' - g)} \right\}; \quad P_{f,opt} = \frac{I' \beta (r' - g)}{S} \quad (6.3.2)$$

waarin

I' = kosten per meter dijkverhoging

r' = reële rentevoet

g = groeivoet van de economie

α, β = constanten

Het is merkwaardig te zien dat noch de mobilisatiekosten I_0 voor de dijkverhoging, noch de reeds aanwezige dijkhoogte h_0 in de uitdrukking voor de optimale faalkans voorkomen.

Toch spelen deze kosten een rol indien vastgesteld moet worden of verhoging van de dijk economisch interessant is of dat het verstandiger is alles bij het oude te laten.

Daartoe moet men de totale kosten van beide alternatieven vergelijken.

De totale kosten van het dijkverhogingsalternatief kunnen worden berekend. Zij zijn gelijk aan de som van de kosten van de verhoging van de dijk tot $h_{o,opt}$ en de contante waarde van het dan geldende risico.

De verhoging van de dijken zal alleen plaatsvinden indien (zie figuur 6.3.2) de totale kosten van het dijkverhogingsalternatief lager zijn, dan de contante waarde van het risico in de oude situatie.

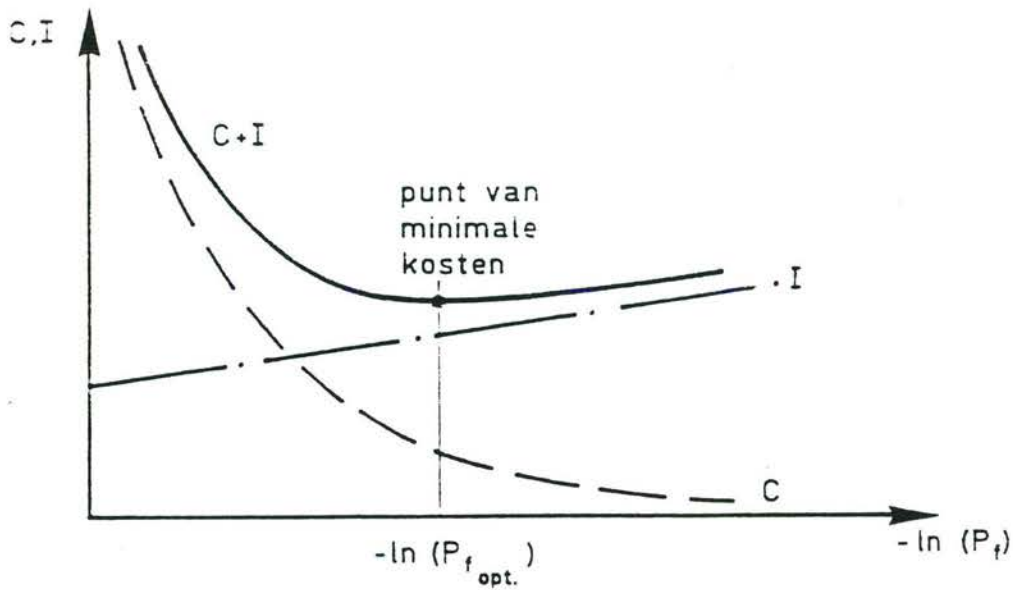


Fig. 6.3.2. De bepaling van de optimale dijkhoogte.

Ter illustratie

De waarde van de constanten waren voor het Deltaplan in 1954:

$$S = 24,2 \cdot 10^9 \text{ gld}$$

$$r'-g = 0,015$$

$$I' = 40,1 \cdot 10^6 \text{ gld/m}$$

$$\alpha = 1,96 \text{ m}$$

$$\beta = 0,33 \text{ m}$$

$$h_0 = 3,25 \text{ m}$$

$$I_0 = 110 \cdot 10^6 \text{ gld}$$

Uit deze waarden volgde een dijkhoogte en een faalkans van:

$$h_{o,opt} = 5,83 \text{ m} \text{ en } P_{f_{opt}} = 8 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar}$$

Indien men ondanks de ethische bezwaren, die daartegen bestaan, aan het verlies van een mensenleven toch een bedrag s toekent, ontstaat inzicht

in de invloed hiervan op de optimale faalkans.

Daartoe wordt het bedrag voor de materiële schade S verhoogd tot:

$$P_d|_{f_i} \cdot N_{P_i} \cdot s + S \quad (6.3.3)$$

waarin:

$P_d|_{f_i}$ = kans op overlijden gegeven falen

N_{P_i} = aantal inwoners

De afgeleide uitdrukking voor de optimale faalkans wijzigt ten gevolge van deze aanpassing van het totale schadebedrag:

$$P_{f_i \text{ opt}} = \frac{\beta I' (r' - g)}{P_d|_{f_i} \cdot N_{P_i} \cdot s + S} \quad (6.3.4)$$

Men ziet dat de optimale faalkans een dalende tendens vertoont bij een toenemend aantal slachtoffers. Met deze toevoeging is echter het probleem van de waarde van een mensenleven geïntroduceerd.

In de literatuur worden hiervoor talloze benaderingen gegeven.

In deze studie wordt voorgesteld de waarde van een mensenleven gelijk te stellen aan de contante waarde van het netto nationaal produkt per inwoner van Nederland.

Verder meent TAW 10 dat het bij de beoordeling van aanvaardbare risiconiveaus aanbeveling verdient het eventuele verlies van mensenlevens economisch in rekening te brengen.

De betaalbaarheid van veiligheidsmaatregelen in het licht van het nationaal inkomen blijft gewaarborgd indien de beschreven methode een leidraad is.

Een beperking van de mathematisch economische benadering is dat ze veronderstelt dat de totale schade in geval van falen klein is t.o.v. de totale economie. Het is immers in zekere zin het vertrouwen in de totale economie, dat herstel tot een zinvolle zaak maakt.

Bij zeer grote schade zou de risico-neutrale houding die in de berekenin-

gen is verondersteld, niet langer gelden.

Voorbeeld

Ter illustratie kan de berekening van de dijkhoogte rond Centraal-Holland worden uitgebreid met een waardeschatting voor het aantal slachtoffers.

Voor de constanten worden de volgende waarden gekozen:

$$P_d | f_i = 10^{-2} \text{ per jaar}$$

$$N_p = 5 \cdot 10^6 \text{ personen}$$

$$s = 10^5 \text{ gld/persoon}$$

De optimale dijkhoogte en de faalkans zijn:

$$h_{o,opt} = 5,89 \text{ m en } P_{f,opt} = 6,8 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar}$$

zodat in dit voorbeeld het effect van het verlies van mensenlevens beperkt blijft tot 6 cm dijkhoogte. Zelfs wanneer de waarde s van een mensenleven vertienvoudigd wordt blijft de invloed beperkt:

$$h_{o,opt} = 6,19 \text{ m en } P_{f,opt} = 2,7 \cdot 10^{-6} \text{ per jaar}$$

In feite bestaat de formule voor de optimale faalkans uit twee gedeelten. Een startwaarde die afhankelijk is van de materiële schade:

$$P_{f,opt} = \frac{I' \beta (r' - g)}{S} \tag{6.3.5}$$

en een asymptoot waartoe de functie nader bij een toenemend aantal dodelijke slachtoffers:

$$P_{f,opt} = \frac{I' \beta (r' - g)}{P_d | f_i \cdot N_p \cdot s} \tag{6.3.6}$$

Indien men de optimale faalkans als functie van het aantal dodelijke slachtoffers uitzet voor de getalwaarden van het voorbeeld, ontstaat figuur 6.3.3. In deze figuur is tevens de gevoeligheid van de optimale faalkans voor de prijs van een mensenleven ($s = 10^5$ en 10^6 gld) aangegeven.

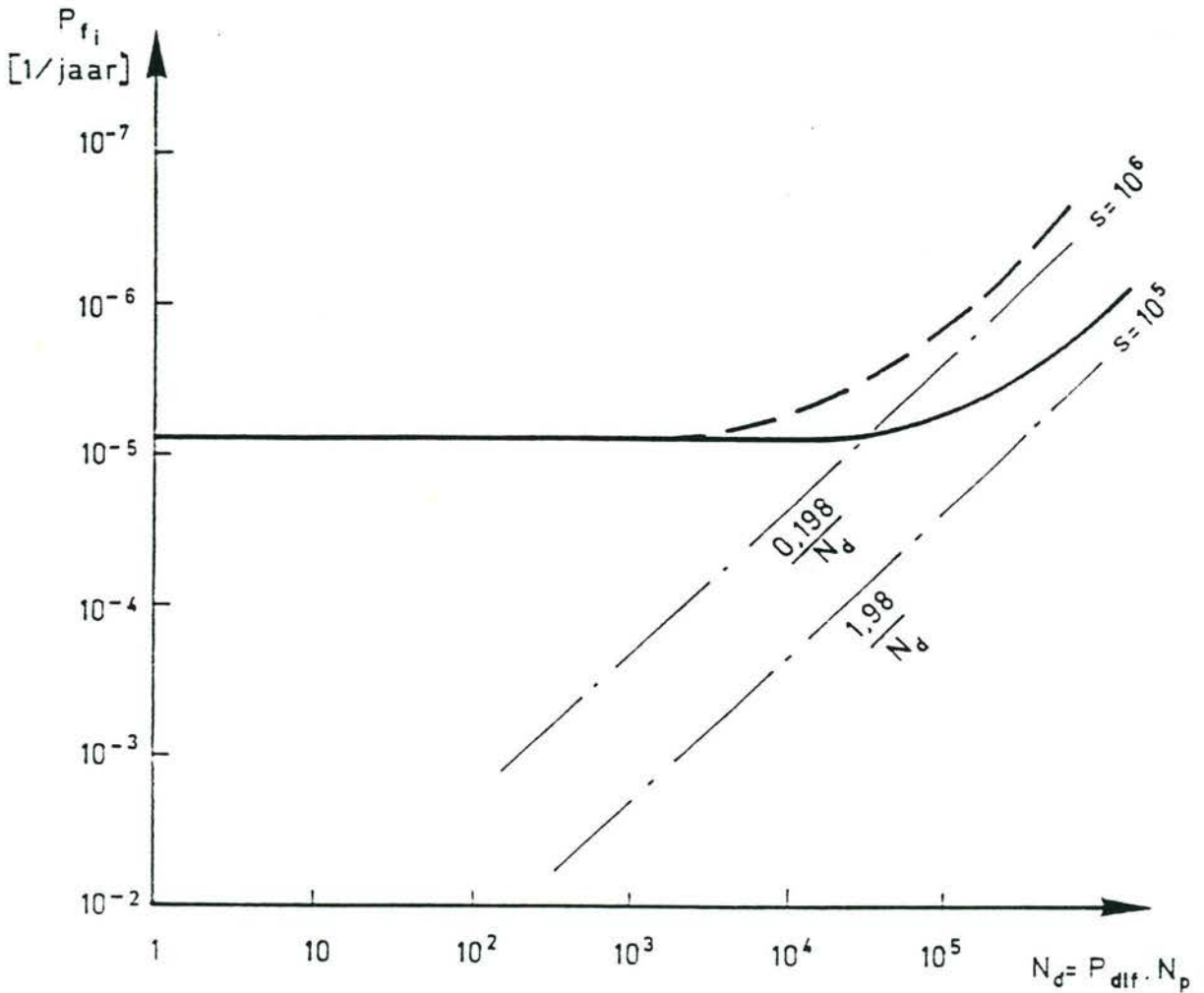


Fig. 6.3.3. De economisch-optimale faalkans als functie van het aantal dodelijke slachtoffers, dat valt bij een overstroming van Centraal-Holland.

Normstelling op basis van ongevallenstatistiek

De tweede redenering ter bepaling van het maatschappelijk aanvaardbare risiconiveau gaat uit van de stelling dat het resultaat van een maatschappelijke afweging weerspiegeld wordt in de ongevalsstatistiek en tracht hieraan een normstelling te ontleenen. In tabel 6.1. is het aantal dodelijke ongevallen in Nederland in 1976 weergegeven.

Een normstelling voor maatschappelijk aanvaardbare risico's dient gebaseerd te zijn op een model voor de maatschappelijke risicobeleving. Met dit model moet men kunnen aantonen dat de bijzonder kleine kans op ongevallen met dodelijke afloop waarneembaar is voor leden van de maatschappij. Anders zou immers de gepostuleerde maatschappelijke reactie bij een overschrijding van zeer lage risiconiveaus niet aannemelijk zijn.

Ten tweede zou het model de omgekeerde evenredigheid tussen de toelaatbare kans op een ongeval en het aantal daarbij te betreuren doden moeten kunnen verklaren.

Als model-hypothese wordt in deze studie verondersteld dat een individu het maatschappelijke risiconiveau beoordeelt aan de hand van de gebeurtenissen in zijn kring van bekenden.

Indien men voor het moment de gemiddelde omvang van de kring van goede bekenden op 100 personen stelt dan is de kans op een dode in de kring door natuurlijke oorzaken gelijk aan:

$$P(\text{dode}) = 10^{-2} \text{ à } 10^{-3} \cdot 100 = 1,0 \text{ à } 0,1 \text{ per jaar}$$

Evenzo is de kans op één dode onder de bekenden ten gevolge van een verkeersongeval gegeven door:

$$1972: P(\text{dode}) = \frac{3300}{13 \cdot 10^6} \cdot 100 = 2,5 \cdot 10^{-2} \approx \frac{1}{40} \text{ per jaar}$$

$$1980: P(\text{dode}) = \frac{2200}{14 \cdot 10^6} \cdot 100 = 1,4 \cdot 10^{-2} \approx \frac{1}{72} \text{ per jaar}$$

Via het instrument van de kennissenkring zijn de bijzonder kleine kansen op een dodelijk ongeval, die maatschappelijk aanvaardbaar lijken, waarneembaar. De herhalingsstijd ligt binnen de orde van een mensenleeftijd.

Tabel 6.3.1. Aantal doden t.g.v. ongevallen in Nederland in 1976.

situatie	aantal doden	kans
in huis jonger dan 70 jaar ouder dan 70 jaar	808 1368	$2 \cdot 10^{-4}$
op straat	134	
spoorwegovergang	36	
openbare gebouwen	20	
gesticht/inrichting	79	
openbaar water	377	
	<hr/> 2822	
fabriek	106	$5,5 \cdot 10^{-5}$
aan boord	2	
op zee	1	
zee- en luchthavens	8	
treinongevallen	67	
in het veld	24	
	<hr/> 208	
auto-ongevallen	2270	$1,65 \cdot 10^{-4}$
sport en vrije tijd	33	
	<hr/> 2303	
onbekend	299	$1,64 \cdot 10^{-5}$
totaal	5562	$4,0 \cdot 10^{-4}$

Indien men streeft naar een normstelling voor het acceptabele risiconiveau voor civiele constructies, sluit het meer bij de realiteit aan het aantal doden door andere oorzaken dan het verkeer en ongevallen in huis te kiezen.

De kans op een dode in de kennissenkring t.g.v. een onvrijwillig ongeval in de fabriek, aan boord, op zee etc. is ongeveer gelijk aan:

$$P(\text{dode}) = \frac{200 \cdot 100}{14 \cdot 10^6} = 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ per jaar}$$

Indien men deze waarnemingsfrequentie tot norm voor de beoordeling van de veiligheid van activiteiten i zou verheffen, dan geldt met in acht name van $\beta^* = 0,1$ voor het onvrijwillige karakter:

$$\frac{\sum N_{P_i} \cdot P_d | f_i \cdot P_{f_i} \cdot 100}{14 \cdot 10^6} < \beta^* \cdot 1,4 \cdot 10^{-2} \quad (6.3.7)$$

Hieruit volgt na herleiding, en een betrekkelijke willekeurige verdeling over bijvoorbeeld 20 activiteiten-categorieën de volgende norm voor een activiteit i in Nederlandse situaties:

$$P_{f_i} < \frac{\beta^* \cdot 100}{N_{P_i} \cdot P_d | f_i} \quad (6.3.8)$$

Deze norm dient zo geïnterpreteerd te worden, dat een activiteit toelaatbaar is, zolang zij naar verwachting minder dan $\beta^* \cdot 100$ doden per jaar eist.

Het model van de kennissenkring, als waarnemingsinstrument voor het individu, rechtvaardigt een omgekeerde evenredigheid tussen aanvaardbare faalkans en het dodental.

De voorgestelde norm maakt evenwel geen onderscheid tussen twee activiteiten met de volgende gevaarsaspecten:

	P_{f_i}	x	N_{d_i}	= $E(N_{d_i})$
1	1,0	x	100	= 100
2	0,001	x 100 000		= 100

De verwachtingswaarde van het aantal slachtoffers is weliswaar gelijk, doch in het ene geval zijn er 100 doden te betreuren, terwijl bij het optreden van het tweede ongeval 100 000 doden vallen. Dit duidelijk invoelbare verschil komt wiskundig alleen tot uiting in de spreiding van het aantal doden die met behulp van de binomiaal verdeling te berekenen is.

	$E(N_{d_i})$	$\sigma(N_{d_i})$	$\sigma^2(N_{d_i}) = P_{f_i} \cdot (1 - P_{f_i}) \cdot N_{d_i}$
1	100	0	0 = 1.0 (1-1.0).100
2	100	10	100 = 0.001 (1-0.001).100000

Het is mogelijk de aversie tegen het tweede geval wiskundig weer te geven door bij de toeslag aan de norm een betrouwbaarheidseis te introduceren. Daartoe wordt, afhankelijk van de gestelde betrouwbaarheidseis, de verwachtingswaarde van het aantal doden verhoogd met het gewenste aantal malen de standaardafwijking, alvorens de toetsing aan de norm plaatsvindt.

$$E(N_{d_i}) + k \cdot \sigma(N_{d_i}) < \beta^* \cdot 100 \quad (6.3.9)$$

waarin

k = betrouwbaarheidsindex volgend uit $\phi(k)$

$\phi(k)$ = betrouwbaarheidseis

Voor een correcte bepaling van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van het aantal doden, dat jaarlijks valt bij de beoefening van

activiteit i , is het nodig mede in aanmerking te nemen op hoeveel onafhankelijke plaatsen N_A de bestudeerde activiteit wordt uitgevoerd. Het aantal onafhankelijke plaatsen waar de activiteit wordt uitgevoerd, heeft geen invloed op de verwachtingswaarde van het aantal doden, maar wel op de spreiding daarin. Hoe groter het aantal onafhankelijke plaatsen N_A , des te kleiner de spreiding in het aantal dodelijke slachtoffers per jaar. Na enig herleiden ontstaat het resultaat voor de toelaatbare faalkans, dat in figuur 6.3.4. voor een aantal waarden van N_A en de beleidsfactor β^* is geschetst. De waarde van β^* varieert van 10 tot 0,1. Voor de betrouwbaarheidseis is voorlopig uitgegaan van een waarde van 99 %, waaruit volgt $k = 3$.

Voor grote waarden van N_A ontardt de formule in een eenvoudige norm, waarbij de acceptabele faalkans omgekeerd evenredig is met het aantal doden:

$$P_{f_i} < \frac{\beta^* 100}{N_{P_i} \cdot P_d | f_i} \quad (6.3.10.)$$

Voor $N_A = 1$ is de eis strenger, maar de formule behoudt een eenvoudige vorm:

$$P_{f_i} < \frac{\beta^* 2 \cdot 100^2 \cdot N_A}{k^2 (N_{P_i} \cdot P_d | f_i)^2} \quad (6.3.11.)$$

De meer dan evenredige afname van toegestane faalkans met het aantal doden $N_{P_i} \cdot P_d | f_i$ is gegrondvest in de, op risico-aversie gebaseerde, betrouwbaarheidseis aan het verwachte aantal doden.

Andere verklaringen voor een meer dan evenredige afname van de faalkans kunnen zijn:

1. Economy of scale in de bescherming van een groter aantal mensen.

Ook exercities volgens de econometrische berekeningswijze zullen leiden tot kleinere faalkansen voor grotere gevolgen.

2. De werking van de maatschappelijke communicatie-kanalen is heviger bij

100 doden ineens dan bij 100 x 1 dode. De oorzaak ligt in economy of scale bij politiek en pers.

3. De maatschappelijke disruptie is meer dan evenredig met $P_d | f_i$. Indien bij een ongeval 1 % van een sociale entiteit omkomt is verder functioneren mogelijk.

Bij een trefpercentage van bijv. 50 % is de sociale structuur verbroken en wordt het voortbestaan van de organisatie als geheel twijfelachtig, ook al heeft de helft van de individuen het ongeval overleefd.

Deze overwegingen zijn echter niet in het gepresenteerde model tot uitdrukking gebracht.

Om het model te kunnen toetsen aan hetgeen in Nederland toelaatbaar wordt geacht, zijn in figuur 6.3.5 in hetzelfde assenstelsel enige activiteiten geplot. Op de verticale as is de kans op een ongeval of het falen van een systeem weergegeven, terwijl op de horizontale as het aantal doden staat, dat te betreuren zal zijn indien het ongeval optreedt.

Zo is de kans op een overstroming van Centraal-Holland volgens de richtlijnen van de Deltacommissie van de orde 10^{-4} . Indien Centraal Holland overstroomt, zal het aantal doden in de orde van 10.000 zijn.

Indien alle auto's in Nederland een zwaar ongeval krijgen, dan is het aantal doden $\sim 4 \cdot 10^6$. De kans op een ongeval is echter $2 \cdot 10^{-4}$ per auto.

De lijnen onder 45° zijn lijnen van een constante verwachtingswaarde van het aantal doden. Jaarlijks wordt bijvoorbeeld een honderdtal doden in de fabrieksomgeving verwacht. De verwachtingswaarde van het aantal doden t.g.v. de overstroming van Centraal-Holland is $10^{-4} \cdot 10^4 = 1,0$. De verwachtingswaarde van het aantal doden in het autoverkeer is ~ 1500 .

De afgeleide norm lijkt enigszins strakker te zijn, dan hetgeen in de realiteit wordt toegestaan.

Gezien de overeenkomst tussen de in deze studie afgeleide norm voor het maatschappelijk aanvaardbare risico bij de voorgestelde waarden van β^* en een betrouwbaarheidseis van 99 %, lijkt een bijstelling van de voorlopig gekozen waarden niet nodig.

In het vervolg zal dus steeds worden uitgegaan van de volgende waarden:

- $\beta^* = 10$: vrijwillige activiteit
- $\beta^* = 1,0$: neutrale activiteit
- $\beta^* = 0,1$: onvrijwillige activiteit
- $\phi(k) = 99\%$: betrouwbaarheidseis, waaruit volgt $k = 3$

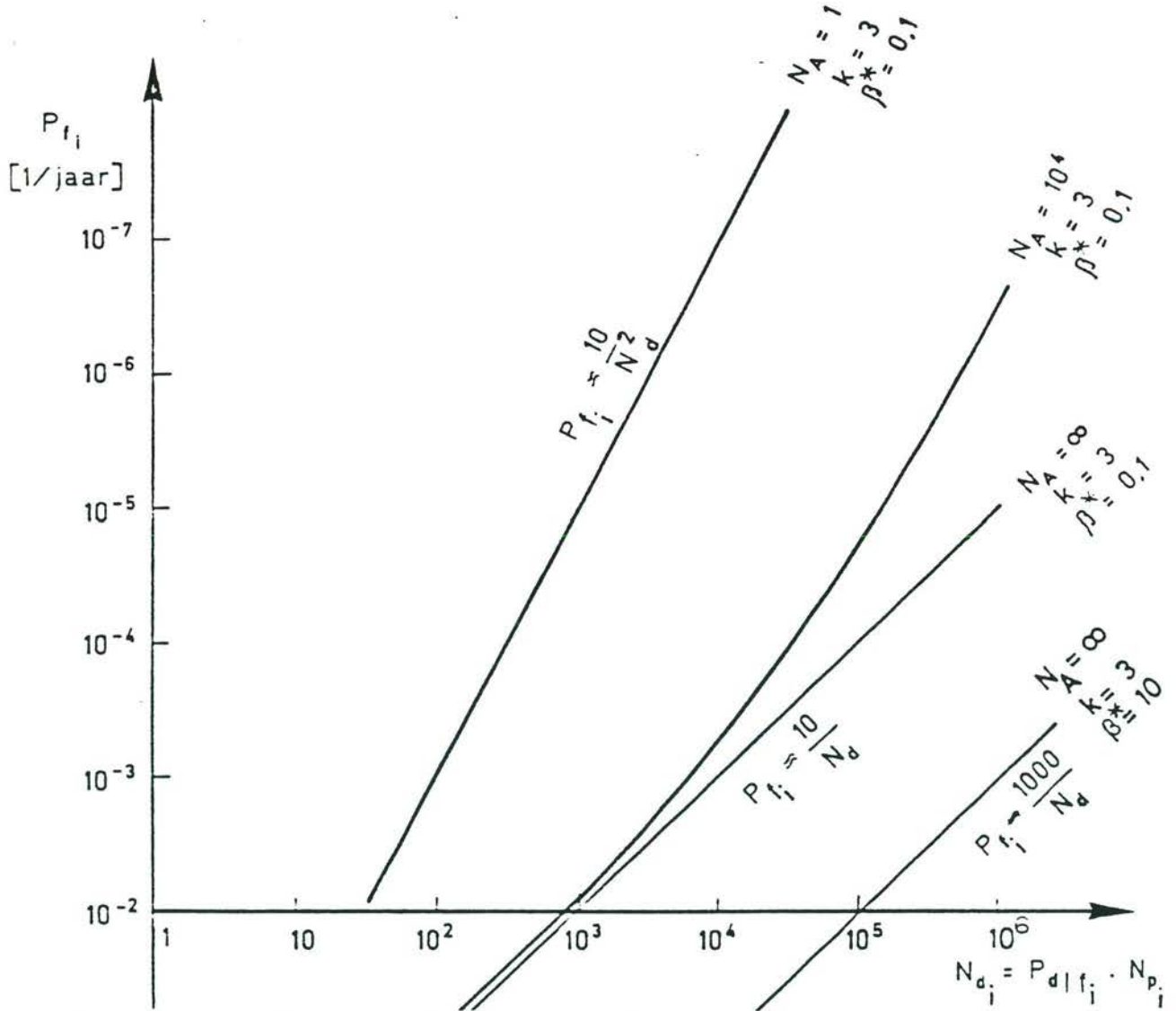


Fig. 6.3.4. Het verloop van de maatschappelijke veiligheidsnorm voor enkele waarden van β^* en N_A ; op de verticale as staat de kans op een ongeval en op de horizontale as het aantal doden dat valt indien de kans op een ongeval 1,0 is.

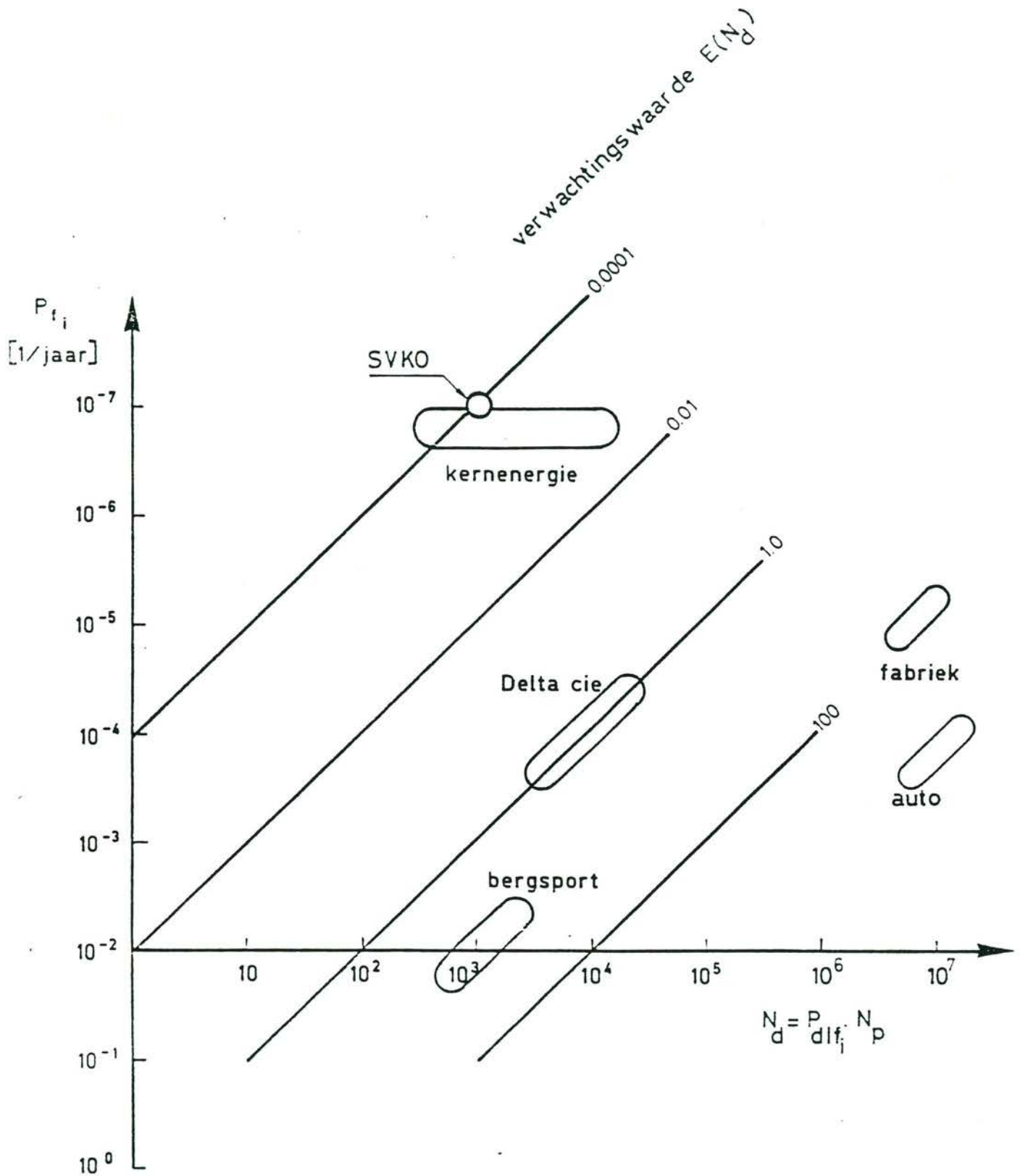


Fig. 6.3.5. De positie van enkele activiteiten in Nederland; op de verticale as staat de kans op een ongeval per systeem en op de horizontale as het aantal doden dat valt als de kans op een ongeval 1,0 is.

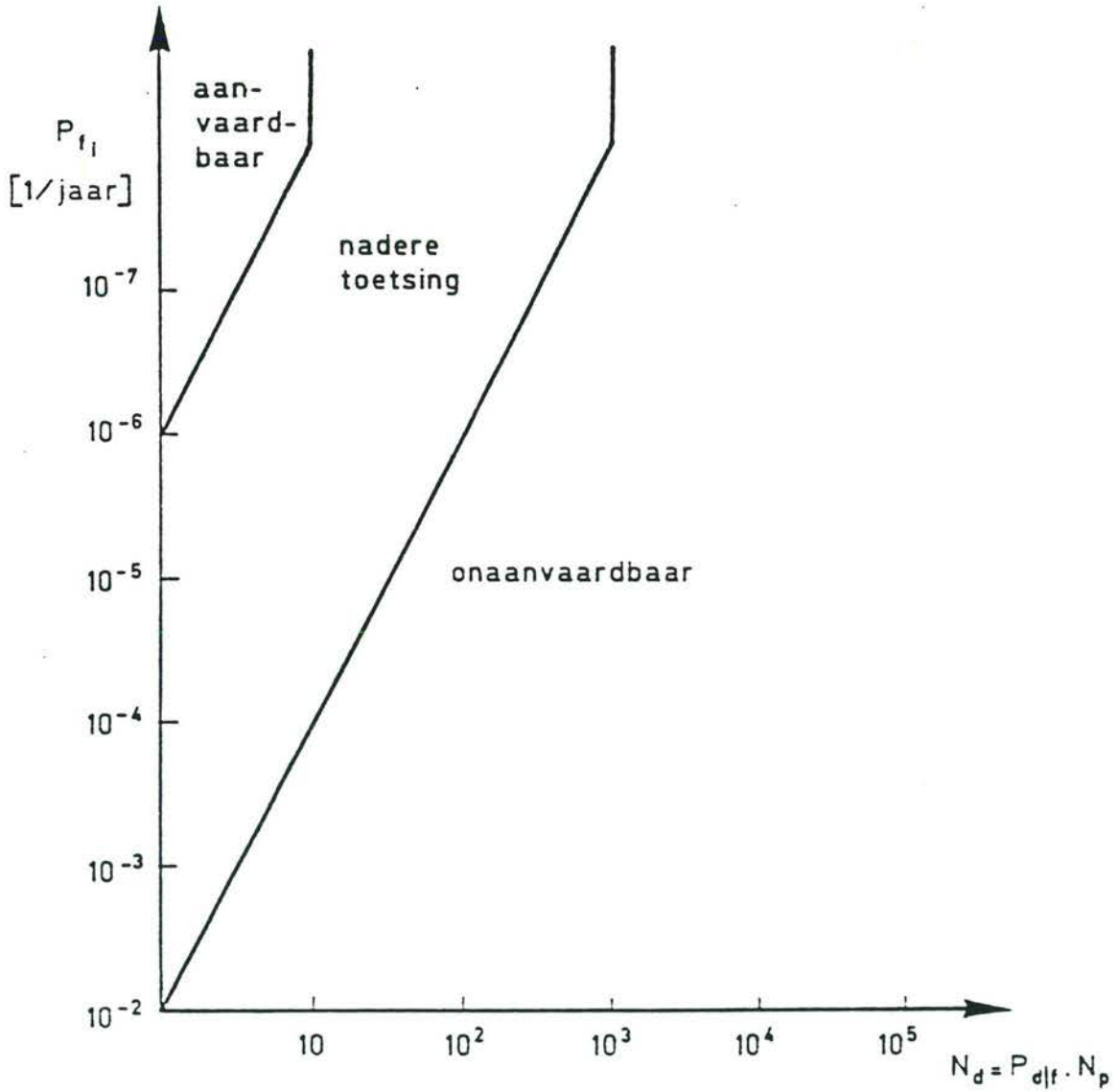


Fig. 6.3.6. De aanvaardbaarheid van groepsrisico's volgens de Nota Milieunormen van de Provincie Groningen; de grafiek is bedoeld voor de beoordeling van mogelijke ongevallen waarbij een groot aantal doden te betreuren is.

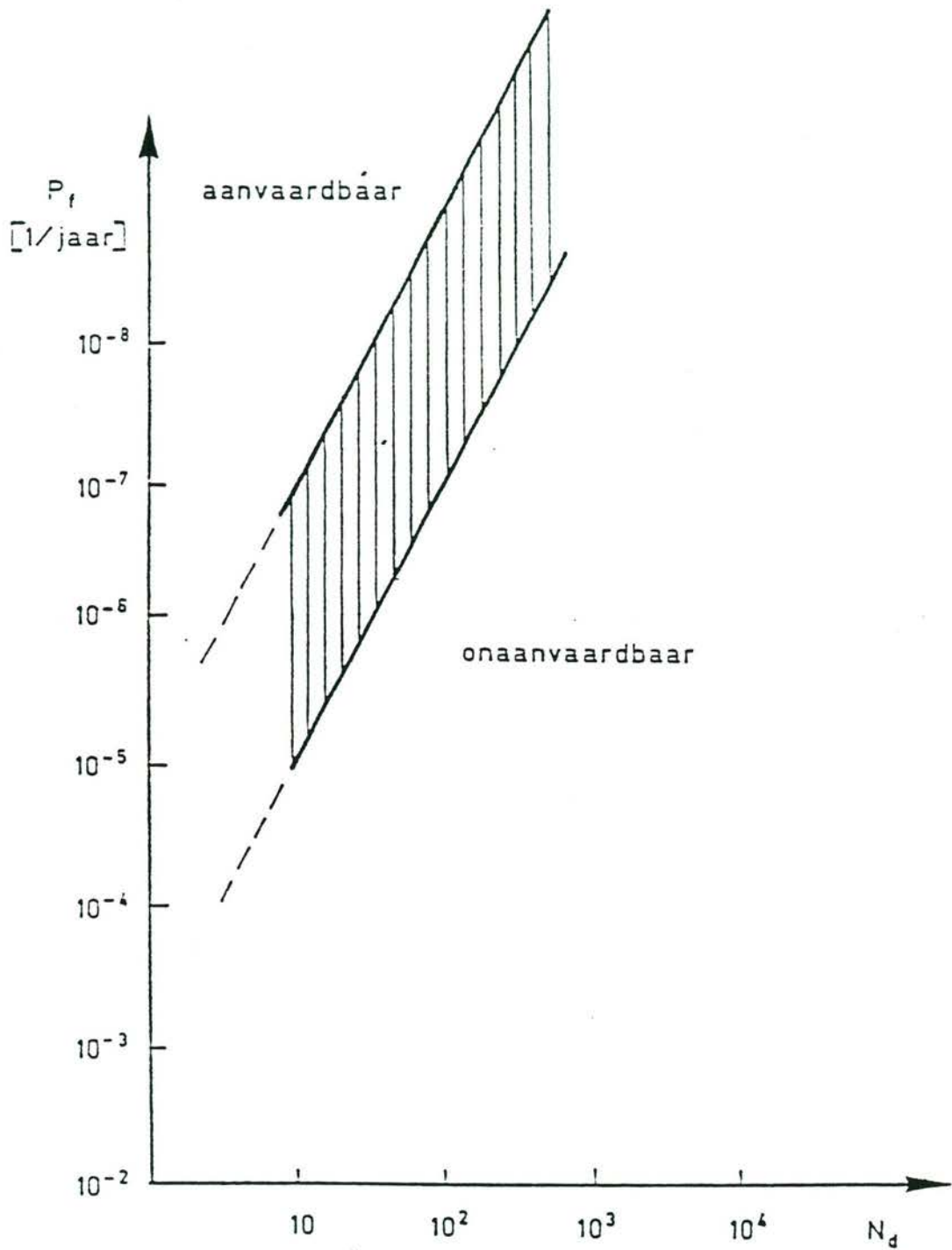


Fig. 6.3.7. Aanvaardbaarheid van groepsrisico's afgeleid uit de Nota LPG Integraal (18 233 no. 1 en 2). Deze norm moet nog worden aangevuld met een maximaal persoonlijk risico van 10^{-6} à 10^{-7} per jaar.

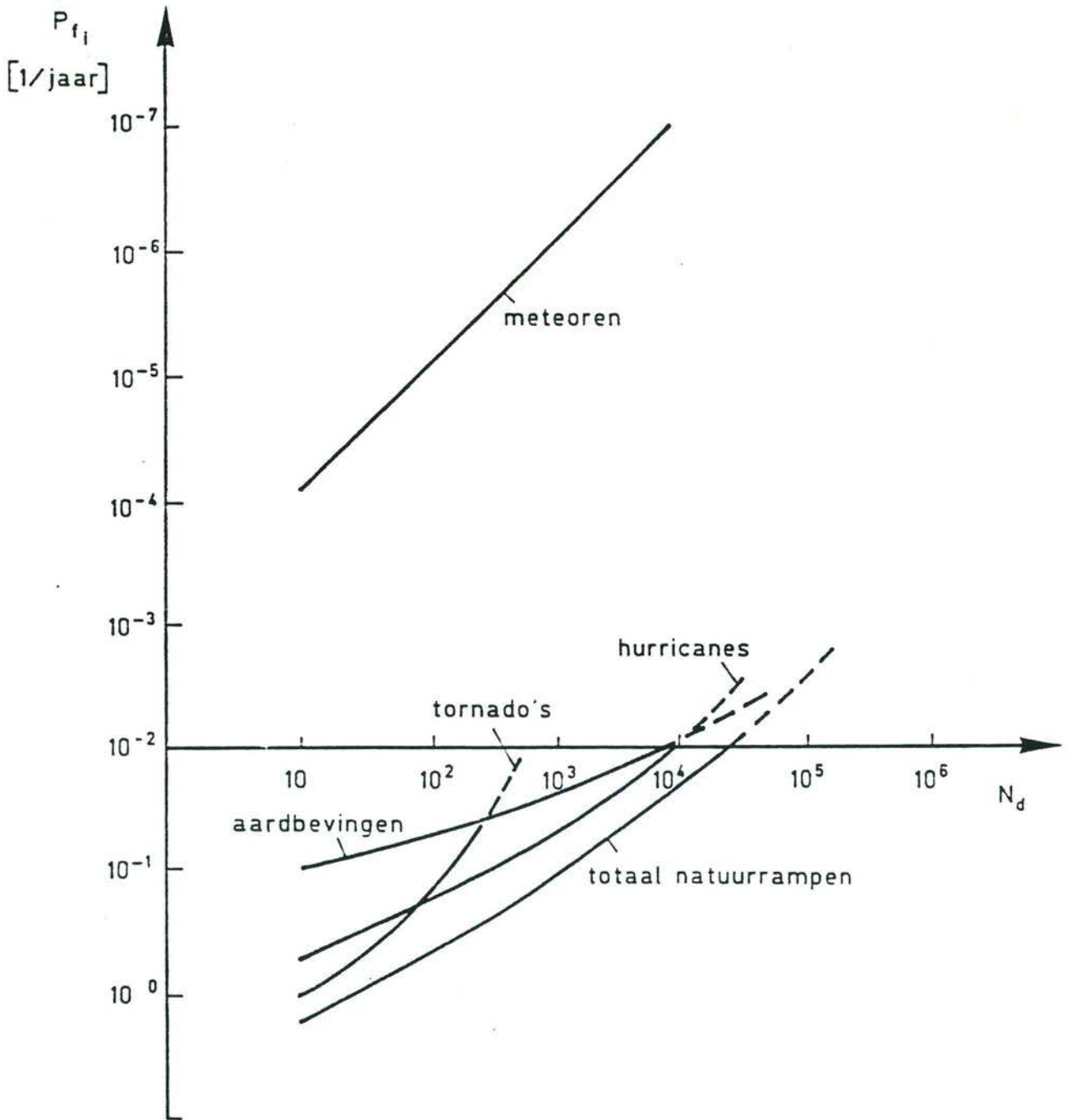


Fig. 6.3.8. Frequentie van ongevallen met dodelijke afloop als gevolg van natuurrampen in de V.S.

Ook andere maatschappelijke instanties hebben uitspraken gedaan over het maatschappelijk aanvaardbare risico.

De Milieunota van de Provincie Groningen en de LPG-Integraal studie van MVRM, bevatten standpunten op dit terrein.

Ten behoeve van een vergelijking zijn de essenties van beide standpunten grafisch weergegeven in de in deze studie gebruikelijke assenstelsels.

Opmerkelijk is dat beide benaderingen een evenredigheid tussen de aanvaardbare faalkans en het kwadraat van het aantal doden aannemen.

In figuur 6.3.6 is de maatschappelijke aanvaardbaarheid van risico's ontleend aan de Milieunota van de Provincie Groningen [6.2] weergegeven.

Figuur 6.3.7 geeft de recente norm uit de Nota LPG Integraal in grafiekvorm.

Deze normen voor het groepsrisico zijn veel strakker dan de in deze studie ontwikkelde ideeën. Een ramp met een dodental van 10.000 is in het geheel niet toelaatbaar, zodat de waterstaatkundige situatie in Centraal-Holland volgens deze visie terstond verbetering zou behoeven.

Ten slotte geeft figuur 6.3.8 de grafiek van het Rasmussen-rapport, met de frequentie van ongevallen met dodelijke afloop als gevolg van natuur-rampen in de Verenigde Staten. Deze veel geciteerde grafiek laat zien dat in de VS het risico, dat voortvloeit uit natuurverschijnselen, een orde groter is dan men aanvaardbaar acht voor menselijke activiteiten. Met andere woorden de riskante menselijke activiteiten leveren een geringe bijdrage aan het totale risiconiveau.

Het door de bevolking mogelijk anders beleven van risico's verbonden aan menselijke activiteiten (industrie, kerncentrale) dan van risico's verband houdende met natuurlijke gebeurtenissen (aardbeving, overstroming, orkaan) is niet meegenomen in de mathematische beschrijving van het maatschappelijk aanvaardbare risico in deze paragraaf.

6.4. Een visie op de normstelling

In het voorafgaande is een aantal visies op het aanvaardbare risiconiveau gepresenteerd.

Voor het persoonlijk aanvaardbare risico is één benadering, gebaseerd op de ongevallenstatistiek, gegeven.

Het maatschappelijk aanvaardbare risiconiveau is langs twee wegen benaderd. Ten eerste is een mathematisch economische afweging gegeven van de materiële risico's tegen de kosten van beveiliging.

Ten tweede is een benadering gegeven, gebaseerd op een model van maatschappelijke risicobeleving.

Bij de beoordeling van de veiligheid van een polder dienen dus drie benaderingen te worden uitgewerkt.

- Het persoonlijk aanvaardbare risico, dat voor een lid van de samenleving gemiddeld acceptabel is. In eenvoudige vorm wordt het aanvaardbare risico weergegeven door:

$$P_{f_i} < \frac{\beta^* \cdot 10^{-4}}{P_{d|f_i}} \quad (6.4.1)$$

waarin:

β^* = beleidsfactor variërend van 0,1 tot 10 afhankelijk van de mate van vrijwilligheid

$P_{d|f_i}$ = de kans op overlijden bij falen

- Het economisch optimale risiconiveau, waarbij de waarde van een mensleven in aanmerking genomen moet worden. Voor de waarde van een mensleven is de contante waarde van het netto nationaal produkt per hoofd een objectieve maat.

Het optimale niveau is bereikt als de marginale kosten van veiligheidsmaatregelen juist gelijk zijn aan de marginale opbrengst.

- Het maatschappelijk aanvaardbare risiconiveau, op basis van het veronderstelde risico-aversie-model. Dit model leidt tot de volgende waarde

van de aanvaardbare faalkans voor twee limietgevallen.

$$P_{f_i} < \frac{\beta^* \cdot 100}{P_{d|f_i} \cdot N_p} \quad \text{voor } N_A \gg \frac{1}{P_{f_i}} \quad (6.4.2)$$

$$P_{f_i} < \frac{\beta^* \cdot 100^2 N_A}{k^2 (P_{d|f_i} \cdot N_p)^2} \quad \text{voor } N_A \ll \frac{1}{P_{f_i}} \quad (6.4.3)$$

waarin:

N_A = aantal plaatsen waar de activiteit plaatsvindt

β^* = beleidsfactor variërend van 0,1 tot 10

N_p = aantal deelnemers

Het strengste criterium van de drie dient als maatgevend te worden beschouwd.

Hierbij wordt opgemerkt, dat het uit macro-economische overwegingen geen aanbeveling verdient om in veel gevallen en in grote mate af te wijken van het economisch optimale veiligheidsniveau. De mate van beveiliging zou anders onbetaalbaar kunnen worden.

Ter illustratie is de voorgestelde procedure toegepast op Centraal-Holland. De resultaten zijn weergegeven in fig. 6.4.1.

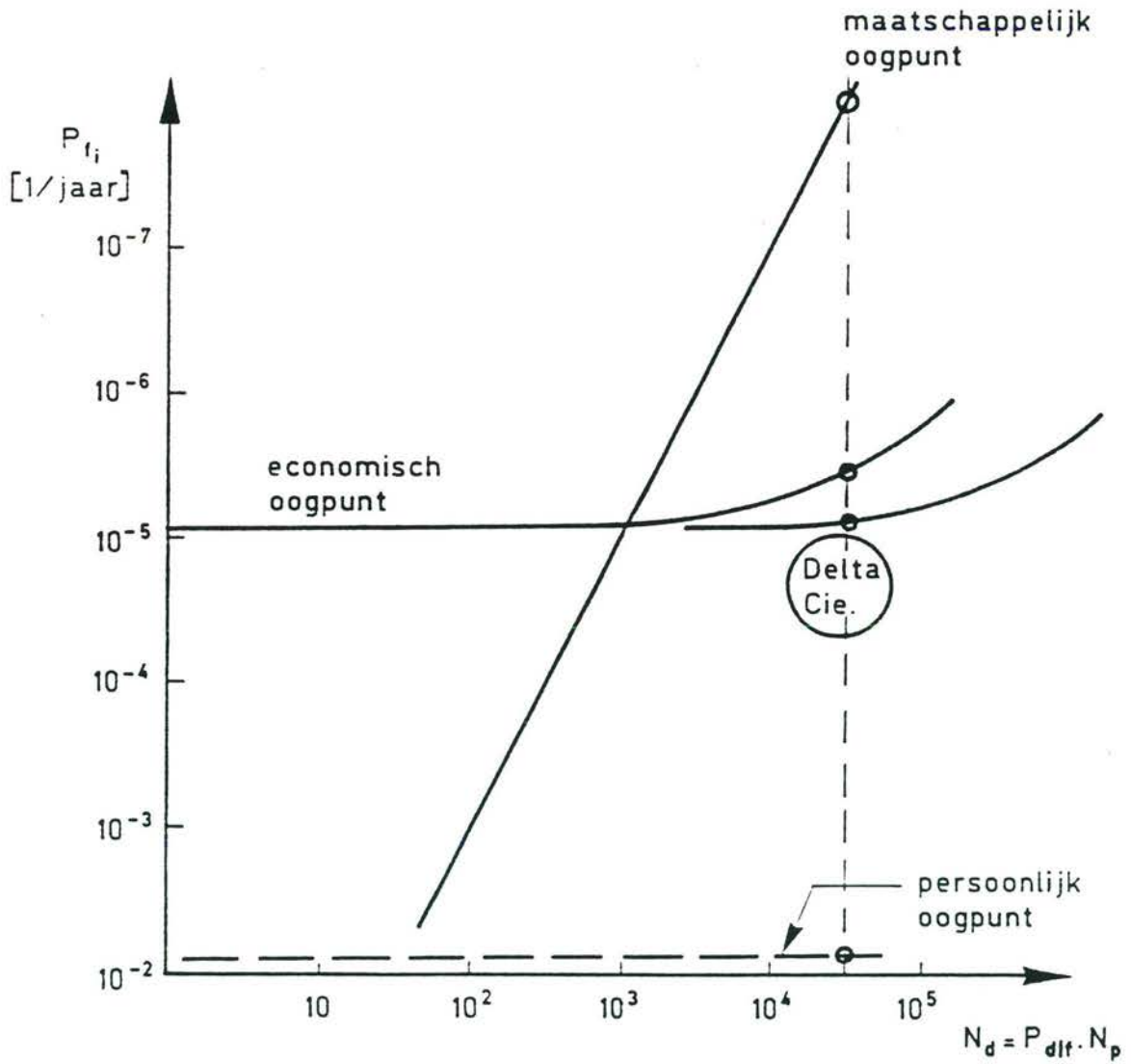


Fig. 6.4.1 De toepassing van de drie veiligheidseisen op Centraal-Holland

6.5. Enkele praktische overwegingen bij de normstelling

In de praktijk kan een groot aantal overwegingen de normstelling van de veiligheid beïnvloeden. De bedreiging van een polder van twee zijden door verschillende waterregimes (bijv. zee en rivier), een absoluut plafond aan het voor dijkverbetering beschikbare bedrag of beleidsuitgangspunten die berusten op andere criteria (bijv. milieu) zijn voorbeelden van dergelijke overwegingen.

Indien een polder van twee zijden wordt bedreigd, ligt de inundatiekans tussen de grenzen:

$$\max_{i=1}^2 \{P_{f_i}\} < P_{f_{\text{syst}}} < \sum_{i=1}^2 P_{f_i} \quad (6.5.1)$$

waarin P_{f_i} = de faalkans van dijk i.

De inundatiekans is gelijk aan de ondergrens als het falen van beide dijken volledig gecorreleerd is (bijv. twee takken van dezelfde rivier). Bij volledige onafhankelijkheid wordt de bovengrens vrijwel bereikt.

Als nu uit hoofde van de overwegingen uit de vorige paragraaf de acceptabele inundatiekans $P_{f_{\text{acc}}}$ vastgesteld is, dan volgt bij volledige afhankelijkheid de vereiste dijkveiligheid onmiddellijk:

$$P_{f_1} = P_{f_2} < P_{f_{\text{acc}}} \quad (6.5.2)$$

Bij onafhankelijkheid is de keuze evenwel onbeslist omdat een verdeelsleutel ontbreekt; wel geldt:

$$\sum_{i=1}^2 P_{f_i} < P_{f_{\text{acc}}} \quad (6.5.3)$$

Een gelijke verdeling over de twee dijken ligt voor de hand. In het vervolg zal echter blijken dat dit geen optimale keuze is.

Indien het voor dijkverbetering beschikbare bedrag beperkt is en onvoldoende om de gestelde norm te verwezenlijken, rijst eveneens een probleem, waarvan de verstandige oplossing niet direct duidelijk is.

Hetzelfde geldt voor de situatie waarin één dijk uit, bijv. milieu-overweging, niet mag worden aangepast. Bij volledige correlatie heeft verbetering van de andere dijk alleen zin tot het niveau, waarop beide even veilig zijn, ook al is dit niveau in feite niet aanvaardbaar.

Indien er geen correlatie tussen het falen van de beide dijken is, leidt verbetering van de andere dijk altijd tot een verkleining van de inundatiekans. Wanneer de dijk, die niet mag worden verbeterd, niet voldoet aan de norm P_{facc} is de vereiste veiligheid voor de gehele polder onbereikbaar. Is verhoging van de andere dijk dan zinvol?

De enige benadering uit paragraaf 6.4 die op bovenstaande vragen antwoord kan geven, is de econometrische modellering van het vraagstuk.

Als bezwijkmechanisme wordt uitsluitend "overlopen" in beschouwing genomen, waarbij tevens wordt verondersteld dat de dijkhoogten h_{o1} en h_{o2} deterministische waarden hebben, zodat de faalkans vastgelegd is door de hoogwateroverschrijdingslijnen.

$$P_{f_1} = \bar{F}_{S_{v1}}(h_{o1}) = e^{-\frac{h_{o1} - \alpha}{\beta}} \quad (6.5.4)$$

$$P_{f_2} = \bar{F}_{S_{v2}}(h_{o2}) = e^{-\frac{h_{o2} - \gamma}{\delta}} \quad (6.5.5)$$

De investering, die in de beide dijken gedaan kan worden, is een functie van de hoogte

$$I = I_0 + I_1 h_{o1} + I_2 h_{o2} \quad (6.5.6)$$

De totale kostenfunctie is voor de gevallen afhankelijke waterstanden en onafhankelijke waterstanden respectievelijk

$$C_{TOT} = I_0 + I_1 h_{o1} + I_2 h_{o2} + \frac{S}{(r'-g)} \max \{P_{f_1}, P_{f_2}\} \quad (6.5.7)$$

$$C_{TOT} = I_0 + I_1 h_{o1} + I_2 h_{o2} + \frac{S}{(r'-g)} \{P_{f_1} + P_{f_2}\} \quad (6.5.8)$$

Via minimalisering van de kosten C_{TOT} zijn voor beide gevallen de optimale veiligheden van de dijken te bepalen.

Bij afhankelijkheid geldt:

$$P_{f_{syst_{opt}}} = \frac{(I_1 \beta + I_2 \delta)(r'-g)}{S} = P_{f_1} = P_{f_2} \quad (6.5.9)$$

Bij onafhankelijkheid volgt:

$$P_{f_{syst_{opt}}} = \frac{I_1 \beta (r'-g)}{S} + \frac{I_2 \delta (r'-g)}{S} \quad (6.5.10)$$

$$P_{f_{1_{opt}}} = \frac{I_1 \beta (r'-g)}{S} \quad (6.5.11)$$

$$P_{f_{2_{opt}}} = \frac{I_2 \delta (r'-g)}{S} \quad (6.5.12)$$

Opvallend is dat de optimale inundatiekans voor beide gevallen gelijk is. Bij afhankelijkheid is de optimale overstromingskans voor beide dijken gelijk. Bij onafhankelijkheid is dat niet het geval. De optimale overstromingskansen staan in een vaste verhouding tot elkaar.

$$\frac{P_{f_1}}{P_{f_2}} = \frac{I_1 \beta}{I_2 \delta} \quad (6.5.13)$$

Ook wanneer sprake is van een budgetbeperking die een optimale dijkverhoging onmogelijk maakt, geeft de econometrische modellering een antwoord als daarin met deze beperking wordt gerekend.

Uitwerking van het probleem geeft aan, dat de veiligheid van de polder zover wordt verhoogd als het budget toestaat.

Bij afhankelijkheid

$$P_{f_{\text{sys}}_{\text{opt}}} = (1 + \lambda) \frac{(I_1 \beta + I_2 \delta)(r' - g)}{S} = P_{f_1} = P_{f_2} \quad (6.5.14)$$

waarin $\lambda > 0$ zodanig dat het budget juist is uitgeput.

Bij onafhankelijkheid:

$$P_{f_{\text{sys}}_{\text{opt}}} = (1 + \lambda) \left\{ \frac{I_1 \beta (r' - g)}{S} + \frac{I_2 \delta (r' - g)}{S} \right\} \quad (6.5.15)$$

$$P_{f_1} = (1 + \lambda) \left\{ \frac{I_1 \beta (r' - g)}{S} \right\} \quad (6.5.16)$$

$$P_{f_2} = (1 + \lambda) \left\{ \frac{I_2 \delta (r' - g)}{S} \right\} \quad (6.5.17)$$

De reeds getrokken conclusies worden niet beïnvloed door de budgetbeperking. De budgetbeperking wordt verwerkt door alle economisch optimale faalkansen met een zodanige factor $(1 + \lambda)$ te vergroten, dat het budget nog juist toereikend is voor de dijkverhogingen.

In het geval van een overwegend bezwaar (bijv. milieu of stadsgezicht) tegen de verhoging van één der beide dijken, is de vraag in hoeverre ver-

hoging van de andere dijk zinvol is.

Bij volledige afhankelijkheid is verhoging van de andere dijk alleen zinvol voor zover hij onveiliger is dan de beschermde.

Door een verdere verhoging wordt de veiligheid van de polder niet verbeterd.

Bij onafhankelijkheid leidt daarentegen elke verhoging van de dijk die mag worden aangepast tot een grotere veiligheid. Nadere uitwerking toont aan, dat economisch gezien een verhoging tot het reeds vermelde optimum nog steeds rationeel is

$$P_{f_2 \text{ opt}} = \frac{I_2 \delta (r' - g)}{S} \quad (6.5.18)$$

De inundatiekans van de polder bereikt nu de waarde:

$$P_{f \text{ syst}} = P_{f_1} + \frac{I_2 \delta (r' - g)}{S} \quad (6.5.19)$$

Een toepassing van de gedachten die in deze paragraaf ontwikkeld zijn, heeft geleid tot de uitspraak dat de toelaatbare faalkans van de duinregel die Centraal-Holland beschermd 10^{-5} per jaar is.

Op grond van de vergaande vereenvoudiging dat de doorbraken van alle zeekeringen rond Centraal-Holland via de stormvloedstand als belangrijkste bedreiging volledig afhankelijke gebeurtenissen zijn, is de inundatiekans te berekenen uit:

$$P_{f \text{ syst}} = \max_{i=1}^M \{P_{f_i}\} \quad (6.5.20)$$

In woorden betekent dit dat de keten van zeekeringen niet sterker is dan de zwakste schakel. Wanneer men nu, de duinen buiten beschouwing latend, de stormvloedstand in gedachten verhoogt tot boven de ontwerpwaterstand, dan blijken de dijken die van de wind af liggen als eersten over te lopen. Voor Centraal-Holland zijn dat de dijken langs de rechter Maas-

oever. Nadat de stormvloedstand ongeveer 0,70 m boven de ontwerpwaterstand is uitgerezen, is de waakhoogte teniet gedaan en begint de overstroming. De kans op een dergelijke stormvloed bedraagt 10^{-5} .

Opvallend is dat deze kans ruwweg overeenstemt met het in paragraaf 6.4 berekende economische optimum.

Terugkerend naar de duinregel, komt men tot de conclusie dat het in de gegeven situatie van afhankelijkheid, geen zin heeft de veiligheid van de duinen groter te kiezen dan 10^{-5} . Deze keuze houdt dus in feite geen normstelling voor de toelaatbare inundatiekans in. Er wordt slechts aansluiting gezocht bij de waterstaatkundige situatie, die door de toepassing van de richtlijnen van de Deltacommissie is ontstaan. Overeenkomstig deze gedachte luidt de algemene regel, dat de doorbraakkans van een duin een factor 10 kleiner moet zijn dan de overschrijdingsfrequentie van de door de Deltacommissie aangegeven ontwerpwaterstand (incl. economische reductie).

Zodra echter een maatschappelijke consensus zou worden bereikt, dat deze waarde voor de inundatiekans te hoog is, betekent dit een aanpassing van het gehele zeeveringensysteem.

7. VOORBEELDBEREKENING

In een aantal hieraan voorafgaande hoofdstukken zijn onderwerpen behandeld die relevant zijn bij het ontwerpen van verantwoorde waterkeringen. In dit hoofdstuk wordt een voorbeeld behandeld dat betrekking heeft op het ontwerp van een rivierdijk en waarin de hiervoor bedoelde onderwerpen zijn geïntegreerd. Aan de hand van dit voorbeeld zal de ontwerpprocedure worden gedemonstreerd. Een uitvoerige beschrijving is gegeven in [7.1]: "Een probabilistisch dijkontwerp".

7.1. Probleemstelling

Als probleemstelling voor dit projekt is gekozen voor een ontwerp van een rivierdijk die een bepaald gebied beschermt. Het dijkontwerp moet zodanig worden bepaald dat de som van de bouwkosten van de dijk en de schadeverwachting in het beschermde gebied minimaal is.

In formulevorm bedragen de totale kosten:

$$C_{TOT} = C_{BOUW} + E(S) \quad (7.1.1)$$

waarin:

C_{BOUW} = de bouwkosten van de dijk

$E(S)$ = de gekapitaliseerde schadeverwachting (kans maal schade, gekapitaliseerd en gesommeerd).

Als primaire optimaliseringsparameters van de dijk worden gekozen de kruinhoogte h_0 en de taludhelling α (voor het binnentalud is dezelfde helling genomen als voor het buitentalud). De kosten van inspectie, onderhoud en dijkherstel worden buiten beschouwing gelaten. Wel wordt rekening gehouden met de rentevoet en de levensduur van de dijk.

In figuur 7.1.1 is de te ontwerpen dijk en het te beschermen gebied schematisch weergegeven. Hierna volgen nadere gegevens over de rivier, de rivierdijk, het beschermde gebied en de beschouwde faalmechanismen.

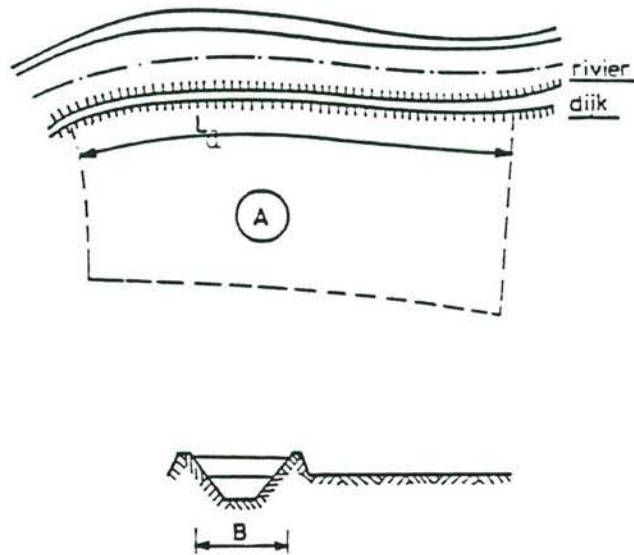


Fig. 7.1.1. Situatietekening.

De rivier

Aangenomen is dat de waterstand in de rivier vrijwel het gehele jaar geen bedreiging vormt, met uitzondering van één enkele hoogwatergolf; zie figuur 7.1.2.

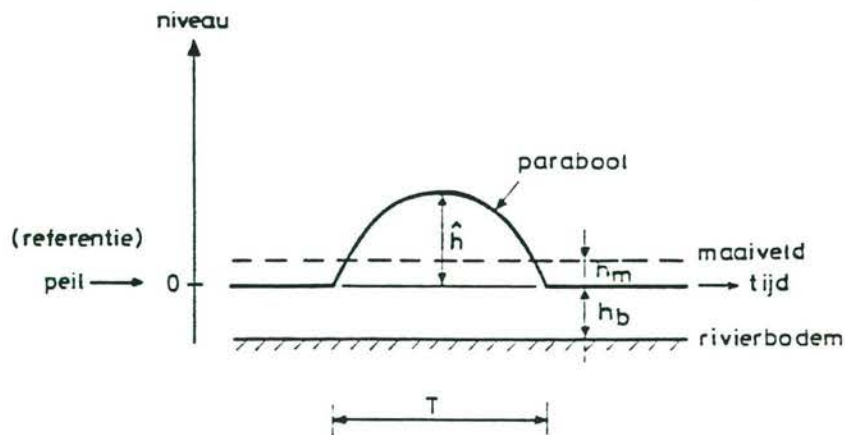


Fig. 7.1.2. Vorm van de hoogwatergolf en niveau-aanduiding.

De vorm van de hoogwatergolf is parabolisch. Verondersteld is verder dat de breedte B van de rivier constant is en 400 m bedraagt. Het bodemniveau h_b van de rivier ligt 3,5 m onder het referentiepeil. De helling van de rivierbodembodem is aangenomen op $I_b = 10^{-4}$ en voor de constante van Chézy is genomen $C = 40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

De rivierdijk

De lengte van de dijk bedraagt 20 km. De geschematiseerde doorsnede van de dijk is weergegeven in figuur 7.1.3. De dijk is symmetrisch en bestaat uit een zandlichaam waarvan het buitentalud is afgedekt met een kleilaag. De dijk heeft een kruinhoogte h_0 boven het referentiepeil, een kruinbreedte b_k van 3 m en een voetbreedte L_2 . De ondergrond bestaat uit zand afgedekt met een 3,5 m dikke bovenlaag van klei. De taluds maken een hoek α met de horizontaal.

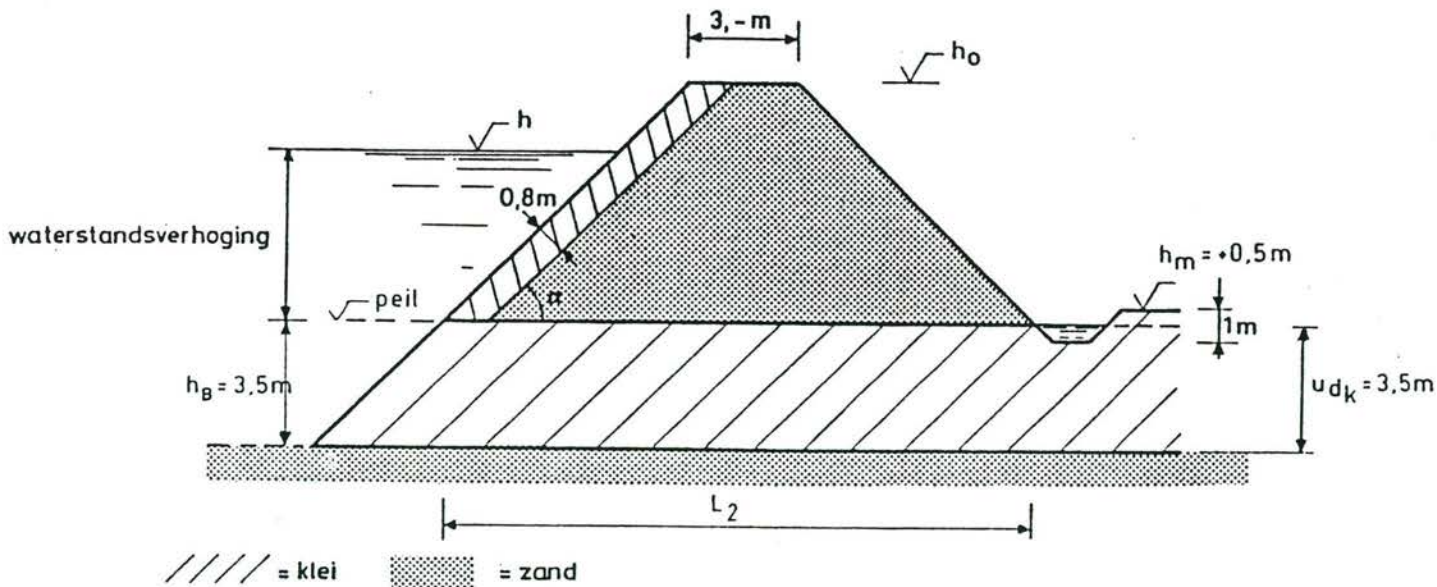


Fig. 7.1.3. Dijkdoorsnede.

Indien dit gewenst is, kan een uiterwaarde voor de dijk worden gekreëerd door de dijk meer landinwaarts te plaatsen. De breedte van de uiterwaard wordt L_1 genoemd.

Het beschermde gebied

Het beschermde gebied heeft een oppervlakte A van 200 km^2 en ligt in zijn geheel op het niveau $h_m = +0,5 \text{ m}$. Wat het gebruik van het gebied betreft, is aangenomen dat een gedeelte $\alpha_1 A$ in gebruik is voor bewoning, een gedeelte $\alpha_2 A$ voor landbouw en het resterende deel $\alpha_3 A$ voor industrie. De factoren α_1 , α_2 , α_3 bedragen respectievelijk $0,06$, $0,93$ en $0,01$.

Voor de inundatieberekeningen is aangenomen dat zich in het gebied geen al dan niet bedoelde waterkeringen bevinden.

Beschouwde faalmechanismen

Aangenomen wordt dat inundatie op twee manieren kan ontstaan, namelijk:

- a. via overloop over een niet bezweken dijk;
- b. na een dijkdoorbraak.

Als oorzaken van een dijkdoorbraak worden de volgende mechanismen beschouwd:

- macro-instabiliteit binnentalud;
- piping;
- micro-instabiliteit binnentalud;

In de praktijk zal met meer mechanismen rekening moeten worden gehouden.

7.2. De stochastische variabelen

In tabel 7.1 is een overzicht gegeven van alle variabelen. Het merendeel van de variabelen is deterministisch. De stochastische variabelen zullen hierna worden toegelicht.

a. De hoogwatergolf

● Topwaterstand \hat{h}

De topwaterstand \hat{h} is, zoals gangbaar, verdeeld verondersteld volgens een exponentiële verdeling (extreem type III voor minima, ofwel Weibull met $k = 1$, zie [7.1]).

Voor $\hat{\mu}_h$ is 3 m en voor $\hat{\sigma}_h$ is 0,9 m genomen. De cumulatieve verdelingsfunctie van \hat{h} wordt dan:

$$F_{\hat{h}}(\zeta) = 1 - e^{-\frac{\zeta - 2,1}{0,9}} \quad (7.2.1)$$

De kansdichtheidsfunctie volgt door differentiëren van (7.2.1).

Beide functies zijn in figuur 7.2.1. getekend.

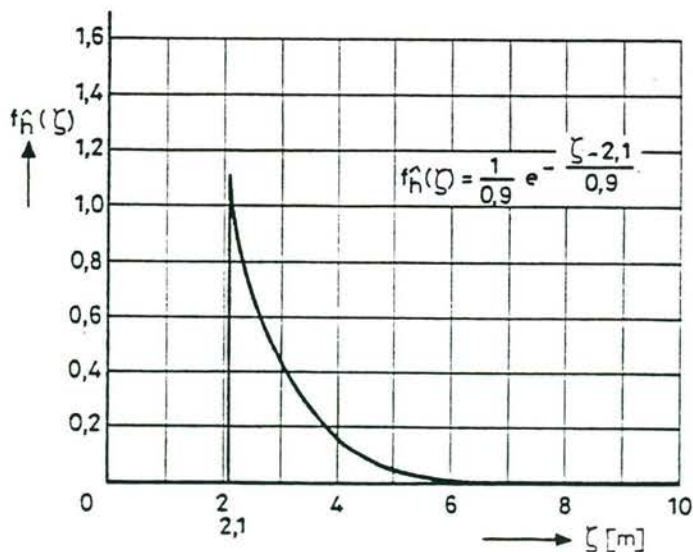
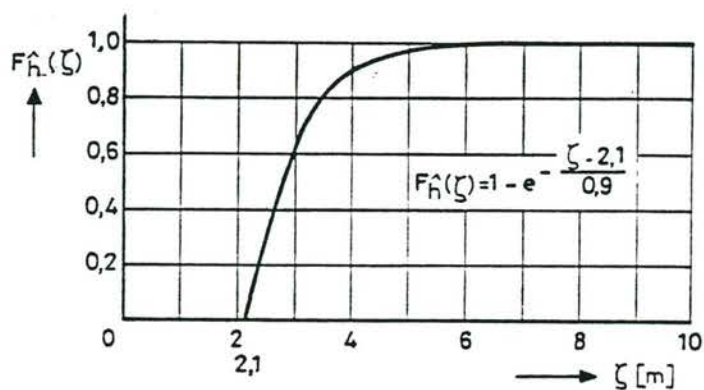


Fig. 7.2.1.: Verdelings- en kansdichtheidsfunctie van de topwaterstand.

- De duur T van het hoogwater.

De duur T van het hoogwater is verdeeld verondersteld volgens een lognormale verdeling. Een studie van de afvoergegevens van de Rijn [7.1] heeft aangetoond dat een lognormale verdeling redelijk is.

De kansdichtheidsfunctie van T wordt dan:

$$f_T(\tau) = \frac{1}{\tau \sigma_y \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln \tau - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} \quad (7.2.2)$$

Hierin is $y = \ln T$ waarbij y normaal verdeeld is; voor μ_T is 7,5 dag en voor σ_T is 4,5 dag genomen.

b. De grondparameters

De volgende grondparameters van zowel het zand als de klei zijn stochastisch verondersteld:

k = de doorlatendheid

ϕ = hoek van inwendige wrijving

c' = cohesie

$\lambda_{eq} = \frac{k_{k.eq}}{d_{k.eq}} =$ equivalente lekfactor van de kleilaag op het buitentalud; met perforaties van deze laag is rekening gehouden.

Het type van de gekozen verdelingen alsmede de waarden van gemiddelden en variatiecoëfficiënten zijn in overleg met het laboratorium voor Grondmechanica vastgesteld.

Met name de variatiecoëfficiënten in tabel 7.1 berusten op schattingen; in een realistisch geval zal men voor sommige variabelen een statistische onderbouwing kunnen geven, voor andere blijft men echter op schattingen aangewezen.

c. De geometrieparameters

- Dikte kleilaag op het buitentalud

Tabel 7.2.1. Overzicht van de probleemvariabelen.

x	omschrijving	type	μ		σ/μ
\hat{h}	topwaterstand (bovenstrooms)	E	3	m	0,30
T	duur van het hoogwater	LN	7,5	dagen	0,60
ϕ_k	hoek van inw. wrijving (klei)	N	20	graden	0,20
c_k	cohesie (klei)	N	10	kN/m ²	0,20
k_k	doorlatendheid (klei)	LN	10 ⁻⁸	m/s	1,00
ϕ_z	hoek van inw. wrijving (zand)	N	35	graden	0,10
c_z	cohesie (zand)	D	0	N/m ²	-
k_z	doorlatendheid (zand)	LN	10 ⁻⁵	m/s	0,50
d_k	kleilaagdikte onder de dijk	N	3,5	m	0,2
λ_{eq}	equivalente lekfactor van de kleilaag op het buitentalud (= $k_{k.eq}/d_{k.eq}$)	LN	2.10 ⁻⁷	l/s	1,0
b	bresbreedte	LN	100	m	1,0
m	modelfactor (piping)	N	1,67		0,2
L_d	dijk lengte	D	20	km	-
A	oppervlakte beschermd gebied (polder)	D	200	km ²	-
h_m	maaiveldniveau	D	0,5	m ⁺	-
α_1	fractie bebouwde oppervlakte	D	0,06	km ²	-
α_2	fractie landbouwoppervlakte	D	0,93	km ²	-
α_3	fractie industrieoppervlakte	D	0,01	km ²	-
s_1	max. woningschade per oppervlakte	D	400	f/m ²	-
s_2	max. landbouwschade per oppervlakte	D	1	f/m ²	-
s_3	max. industrieschade per oppervlakte	D	200	f/m ²	-
r'	reële rentevoet	D	0,02		-
f_b	bouwkosten per volume-eenheid	D	10	f/m ³	-
h_o	kruinhoogte (t.o.v. peil)	V	6 à 10	m	-
α	taludhelling	V	1:2½ à 1:5		-
b_k	kruinbreedte	D	3	m	-
ρ_k	massadichtheid klei (droog/nat)	D	1400/1900	kg/m ³	-
ρ_z	massadichtheid zand (droog/nat)	D	1600/2000	kg/m ³	-
ρ_w	massadichtheid water	D	1000	kg/m ³	-
B	rivierbreedte	D	400	m	-
h_b	afstand referentiepeil-rivierbodem	D	3,5	m	-
b_s	breedte slootbodem	D	1,0	m	-
h_s	afstand referentiepeil-slootbodem	D	0,50	m	-
C	constante van Chézy	D	40	m ^{1/2} /s	-
I_b	helling van rivierbodem	D	10 ⁻⁴		-
g	versnelling v.d. zwaartekracht	D	10	m/s ²	-
L_1	breedte uiterwaard	D/V	0/var.	m	-
n	poriëngehalte van zand	D	0,4		-
C_L	creep ratio (Lane)	D	6		-

D = deterministisch
 E = exponentieel (extreem III met k = 1)
 LN = lognormaal

N = normaal
 V = variabel (ontwerpvariabele)

De dikte van deze laag is van belang voor de doorlatendheid van de bekleding. Het effect van variatie in de dikte is gecombineerd met de doorlatendheid van de klei.

$$\lambda_{eq} = \frac{k_{k.eq}}{d_{k.eq}}$$

● Dikte van de kleilaag onder de dijk

De kleilaag waarop de dijk wordt aangelegd, varieert in dikte. Voor het type van de verdeling is een normale verdeling genomen. Voor het gemiddelde van de dikte is 3,5 m genomen en voor de variatiecoëfficiënt 0,2.

d. Modelfactor bij piping

Bij het mechanisme piping wordt een modelfactor ingevoerd om o.a. de spreiding in resultaten weer te geven (zie paragraaf 3.5.2.) Deze factor wordt gebruikt bij het criterium van Lane. Het type van de verdeling is normaal met $\mu = 1,67$ en $V = 0,2$.

e. De bresbreedte

De bresbreedte kan vrij sterk variëren. Betrouwbare gegevens ontbreken vrijwel geheel. Voor het type van de verdeling is een lognormale verdeling gekozen. De gemiddelde breedte is gesteld op 100 m en de variatiecoëfficiënt op 1,0.

7.3. De berekeningswijze

7.3.1. Optimaliseren van het dijkontwerp

Zoals in paragraaf 7.1. is vermeld, moeten de totale kosten C_{TOT} worden geoptimaliseerd. Daartoe moet het minimum worden bepaald van:

$$C_{TOT} = C_{BOUW} + E(S) \quad (7.3.1)$$

door een juiste keuze van de ontwerpparameters h_0 en $tg \alpha$. In het onderzoek is het minimum bepaald door toekenning van een beperkt aantal discrete waarden aan h_0 en $tg \alpha$, te weten $h_0 = 6, 7, 8, 9$ en 10 m en $tg \alpha = 1 : 2\frac{1}{2}, 1 : 3, 1 : 3\frac{1}{2}, 1 : 4$ en $1 : 5$.

7.3.2. Bouwkosten

Voor de bouwkosten van de dijk is aangenomen dat deze uitsluitend afhangen van de inhoud van het dijklichaam. De formule voor het berekenen van de bouwkosten wordt dan:

$$C_{BOUW} = L_d \cdot h_0 (h_0 \text{ ctg } \alpha + b_k) f_b \quad (7.3.2)$$

Hierin is:

L_d = dijk lengte = 20 km

h_0 = hoogte van de dijk (t.o.v. peil)(ontwerpparameter)

$tg \alpha$ = taludhelling (ontwerpparameter)

b_k = kruinbreedte = 3 m

f_b = aanlegkosten per volume-eenheid

7.3.3. De gekapitaliseerde schadeverwachting

Bij het falen van de dijk zal er inundatie optreden die een bepaalde schade S tot gevolg heeft.

Wat betreft de inundatieparameters is aangenomen dat S uitsluitend van de inundatiediepte d afhangt.

De schadeverwachting in het jaar i bedraagt:

$$E(S) = P(F_i) \times S \quad (d = \delta)$$

Hierin is $P(F_i)$ de kans op falen in jaar i en $S(d = \delta)$ de schade bij een inundatiediepte van $d = \delta$ m.

Rekening houdend met de reële rentevoet en de beoogde levensduur van de dijk, kan de gekapitaliseerde schadeverwachting ($E(S)$) geschreven worden

als:

$$E(S) = \sum_{i=1}^N \frac{P(F_i) \times S(d = \delta)}{(1 + r')^i} \quad (7.3.3)$$

Hierin is r' de reële rentevoet en N de beoogde levensduur.

Indien N groot is en $P(F_i)$ door de jaren heen constant is, kan $E(S)$ ook worden geschreven als

$$E(S) = \frac{1}{r'} \int_0^{\infty} S(d=\delta) \cdot f_d(\delta) \underline{d}\delta \quad (7.3.4.)$$

Hierin is $f_d(\delta)$ de kansdichtheidsfunctie van de inundatiediepte d .

7.3.4. Schade als functie van de inundatiediepte

Wanneer inundatie optreedt, zal in het beschermde gebied schade ontstaan. In het onderhavige geval is alleen de schade beschouwd die wordt toegebracht aan woningen, landbouw en industrie. Aangenomen is dat de schade uitsluitend afhangt van de inundatiediepte en van de grootte en gebruikswijze van de polder. Als formule voor het bepalen van de schade is gehanteerd:

$$S = A \sum_{i=1}^3 \alpha_i S_i c_i(d = \delta) \quad (7.3.5)$$

Hierin is:

- A = totale oppervlakte van het beschermde gebied;
- α_i = deel van de oppervlakte in gebruik voor de categorieën woningbouw ($i=1$), landbouw ($i=2$) en industrie ($i=3$);
- S_i = maximaal mogelijke schade voor categorie i ;
- $c_i(d=\delta)$ = schadefactor als functie van de inundatiediepte d voor categorie i . De schadefactoren zijn als functie van d weergegeven in figuur 7.3.1.

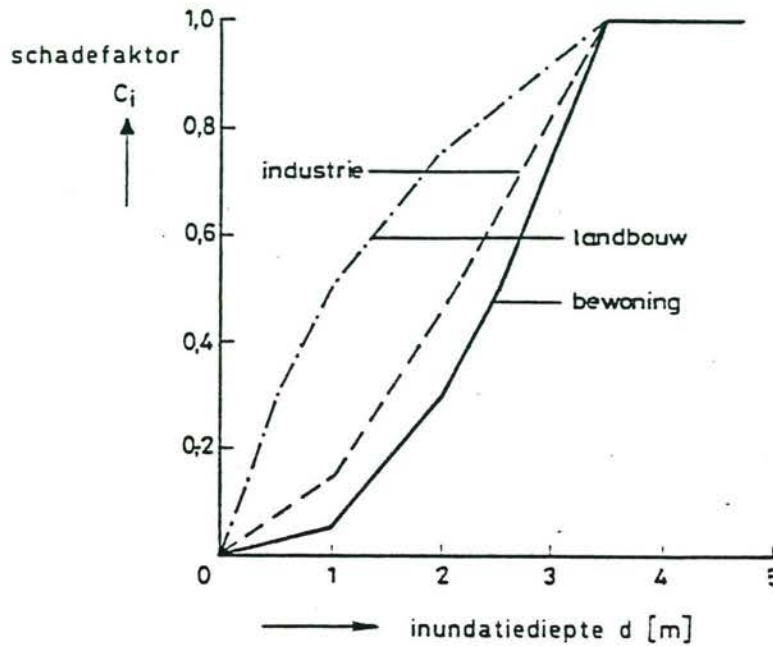


Fig. 7.3.1: Schadefactoren bij inundatie.

7.3.5. De inundatiediepte

Vanaf het moment van falen van de dijk, dat gelijk wordt gesteld aan het moment waarop de waarde van de betrouwbaarheidsfunctie z kleiner wordt dan nul, wordt verondersteld dat water uit de rivier het beschermde gebied binnenstroomt. De inundatiediepte d is dus een functie van de tijd t . Voor de berekening van de schade is steeds de maximale inundatiediepte genomen.

De maximale inundatiediepte d is berekend met de formules die in paragraaf 4.2. zijn afgeleid.

7.3.6. De kansdichtheidsfunctie voor de inundatiediepte

Gegeven de afgeleide formules voor de inundatiediepte d kan de kansdichtheidsfunctie $f_d(\delta)$, nodig voor de berekening van $E(S)$ (zie formule

7.3.4), worden uitgerekend. De procedure is dat voor een aantal waarden van δ de kans $d > \delta$ is bepaald. De kansdichtheidsfunctie volgt dan in principe uit:

$$f_d(\delta) = \frac{dF_d(\delta)}{d\delta} = \frac{P\{d > \delta\} - P\{d > \delta + \Delta\delta\}}{\Delta\delta} \quad (7.3.6)$$

De kansen $P\{d > \delta\}$ zijn berekend m.b.v. een niveau II berekening volgens de Approximate Full Distribution Approach (AFDA) (Zie [2.1] t/m [2.4]). Daartoe is gebruik gemaakt van het computerprogramma PROBAB van TNO-IBBC. Voor het berekenen van de kans $P\{d > \delta\}$ is reeds verondersteld dat de dijk faalt. Berekend wordt dus eigenlijk:

$$P\{d > \delta \text{ en falen}\} \quad (7.3.7)$$

Dit betekent dus dat de kans op een samengestelde gebeurtenis moet worden berekend. Hiervoor zijn verschillende methoden denkbaar (zie paragraaf 2.3).

7.3.7 Rekenschema

Voor een individueel mechanisme komt de berekeningsprocedure er nu op neer voor iedere gekozen ontwerpkombinatie ($h_o, tg \alpha$) achtereenvolgens te bepalen:

- de kans op falen $P\{Z_i < 0\}$
- $P\{Z_o < 0\} = P\{d > \delta\}$ voor de diverse waarden van δ (0,25 m - 3,5 m)
- de correlatiecoëfficiënt $\rho(Z_o, Z_i)$ voor de diverse waarden van δ
- de kans $P\{Z_i < 0 \text{ en } d > \delta\} = \bar{F}_d(\delta)$
- de kansdichtheidsfunctie $f_d(\delta)$
- de schadeverwachting $E(s)$ volgens (7.3.4)
- de bouwkosten C_{BOUW} volgens (7.3.2)
- de totale kosten $C_{TOT} = C_{BOUW} + E(S)$

Het echte optimum kan pas worden bepaald indien de mechanismen worden gecombineerd. In eerste instantie zijn de mechanismen afzonderlijk behan-

deld.

7.4. Resultaten per mechanisme

7.4.1. Overlopen

Het schema behorende bij het mechanisme overlopen is weergegeven in figuur 7.4.1.

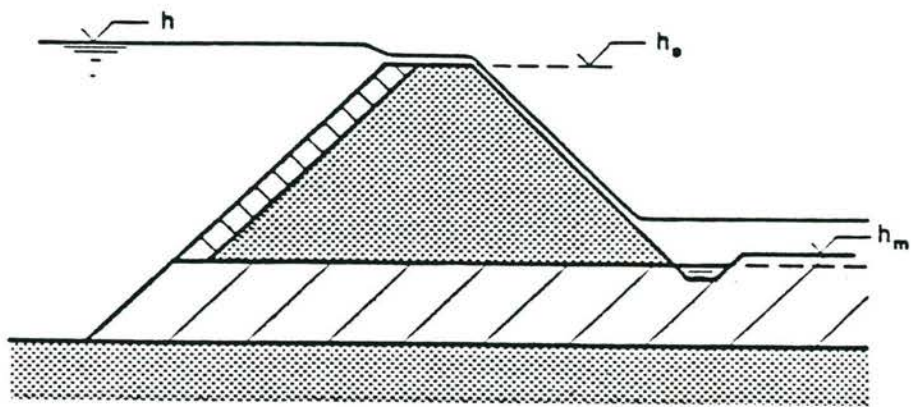


Fig. 7.4.1.: Mechanisme overlopen

a. Faalkans

Er is sprake van falen indien de waterstand in de rivier hoger is dan de kruinhogte van de dijk, ofwel als \hat{h} groter is dan h_0 .

De betrouwbaarheidsfunctie Z_1 luidt dan:

$$Z_1 = h_0 - \hat{h} \quad (7.4.1)$$

Dit eenvoudige mechanisme kan gemakkelijk met de hand verder worden uitgewerkt:

$$P\{\text{falen}\} = P\{Z_1 < 0\} = 1 - P\{\hat{h} < h_o\} = 1 - F_{\hat{h}}(h_o) = e^{-\frac{h_o - 2,1}{0,9}}$$

In figuur 7.4.2. is de faalkans als functie van de kruinhoogte h_o weergegeven.

b. Kansdichtheidsfunctie

De maximale inundatiediepte d volgt na uitwerking van de formules in paragraaf 4.2 en de vorm van de hoogwatergolf uit:

$$d = \frac{C.B.I}{A} \int_{t_b}^{t_e} \left\{ \left(4ht \frac{(T-t)}{T^2} + h_b \right)^{3/2} - (h_o + h_b)^{3/2} \right\} dt \quad (7.4.2)$$

De integratiegrenzen t_b en t_e (zie figuur 7.4.3) zijn te berekenen uit:

$$t_{e,b} = \frac{T}{2} [1 \pm \sqrt{1 - (h_o/\hat{h})}] \quad (7.4.3)$$

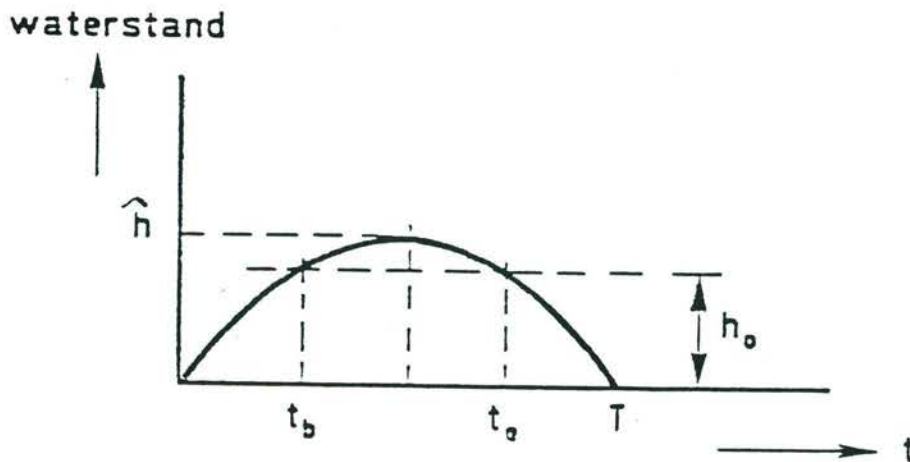


Fig. 7.4.3.: Ligging van de integratiegrenzen t_b en t_e bij het mechanisme overlopen.

Het optreden van de onvolkomen overlaat doet zich bij de beschouwde kruinhoogten niet voor.

Uit de formule voor het bepalen van de inundatiediepte volgt dat bij dit mechanisme reeds voldaan is aan de voorwaarde dat $\hat{h} > h_o$ (= falen).

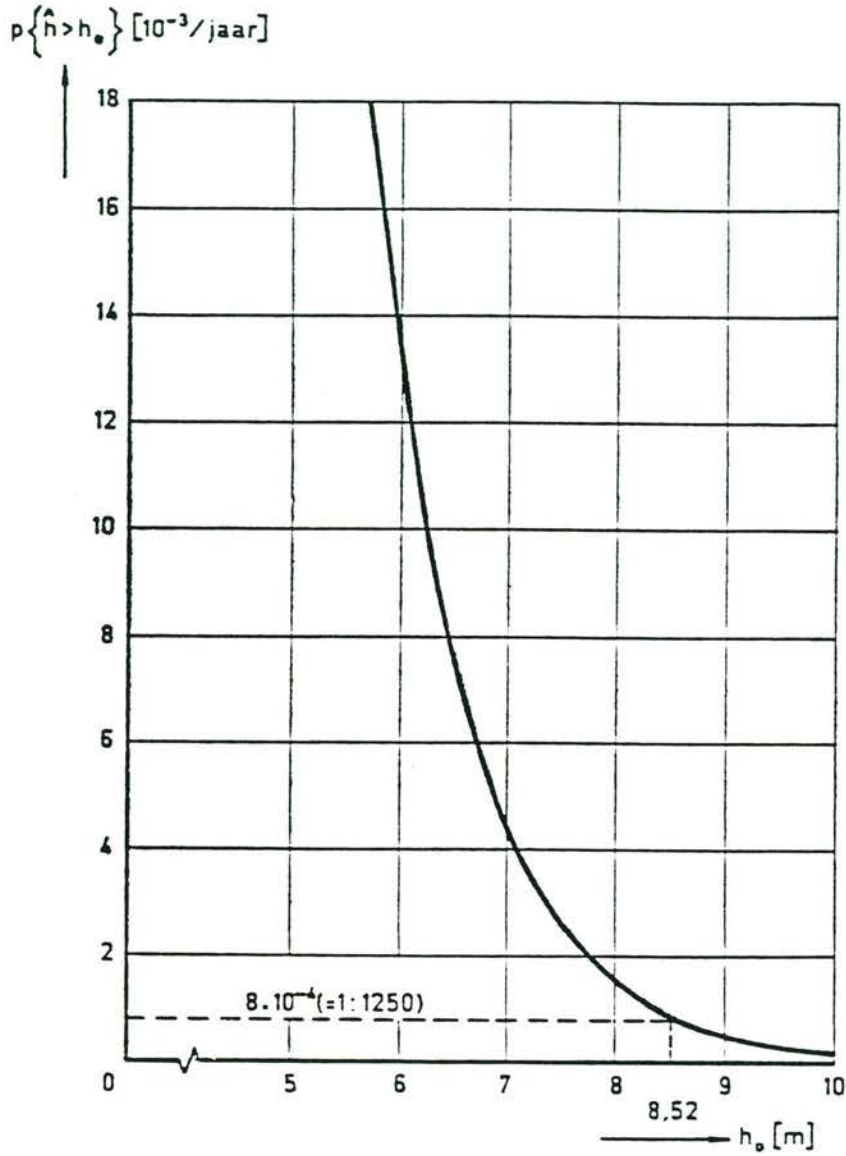


Fig. 7.4.2: Faalkans als functie van h_0 bij het mechanisme overlopen

c. De optimale kruinhoogte

In figuur 7.4.4 is voor het talud 1 : 3 zowel het verloop van de bouw- kosten als van de schadeverwachting als functie van de kruinhoogte h_0 weergegeven. Voor het talud 1 : 3 ligt de optimale kruinhoogte bij 9,25 m. Voor de overige beschouwde taluds zijn de optimale kruinhoog- ten eveneens in figuur 7.4.4 vermeld.

Enkele opmerkingen bij de resultaten:

o de variatie in optimale kruinhoogte is gering;

$h_{0.op} = 8,75$ m bij een talud 1 : 5 en $h_{0.opt} = 9,25$ m bij een talud 1 : $2\frac{1}{2}$.

o daar de faalkans uitsluitend afhangt van de kruinhoogte h_0 , zijn de optimale kosten uiteraard het geringst bij het steilste talud.

7.4.2. Macro-instabiliteit binnentalud

Het schema behorende bij macro-instabiliteit binnentalud is weergegeven in figuur 7.4.5. De freatische lijn in de dijk is geschematiseerd tot een rechte lijn.

a. Faalkans

Voor het bepalen van de faalkans is naast het programma PROBAB tevens gebruik gemaakt van de programma's STAGROM en PROSTAB van LGM.

Met de twee laatstgenoemde programma's worden glijcirkelberekeningen uitgevoerd. Deze berekeningen leveren o.a. de stabiliteitsfactor F, die gedefinieerd is als:

$$F = \frac{M_{\text{weerstrevend}}}{M_{\text{aandrijvend}}} \quad (7.4.4)$$

De betrouwbaarheidsfunctie kan dan worden geschreven als:

$$Z_2 = F - 1. \quad (7.4.5)$$

Voor het bepalen van de faalkans is gebruik gemaakt van de procedure zoals deze is beschreven in paragraaf 2.2; niveau II berekening met gebruikmaking van "het ontwerppunt".

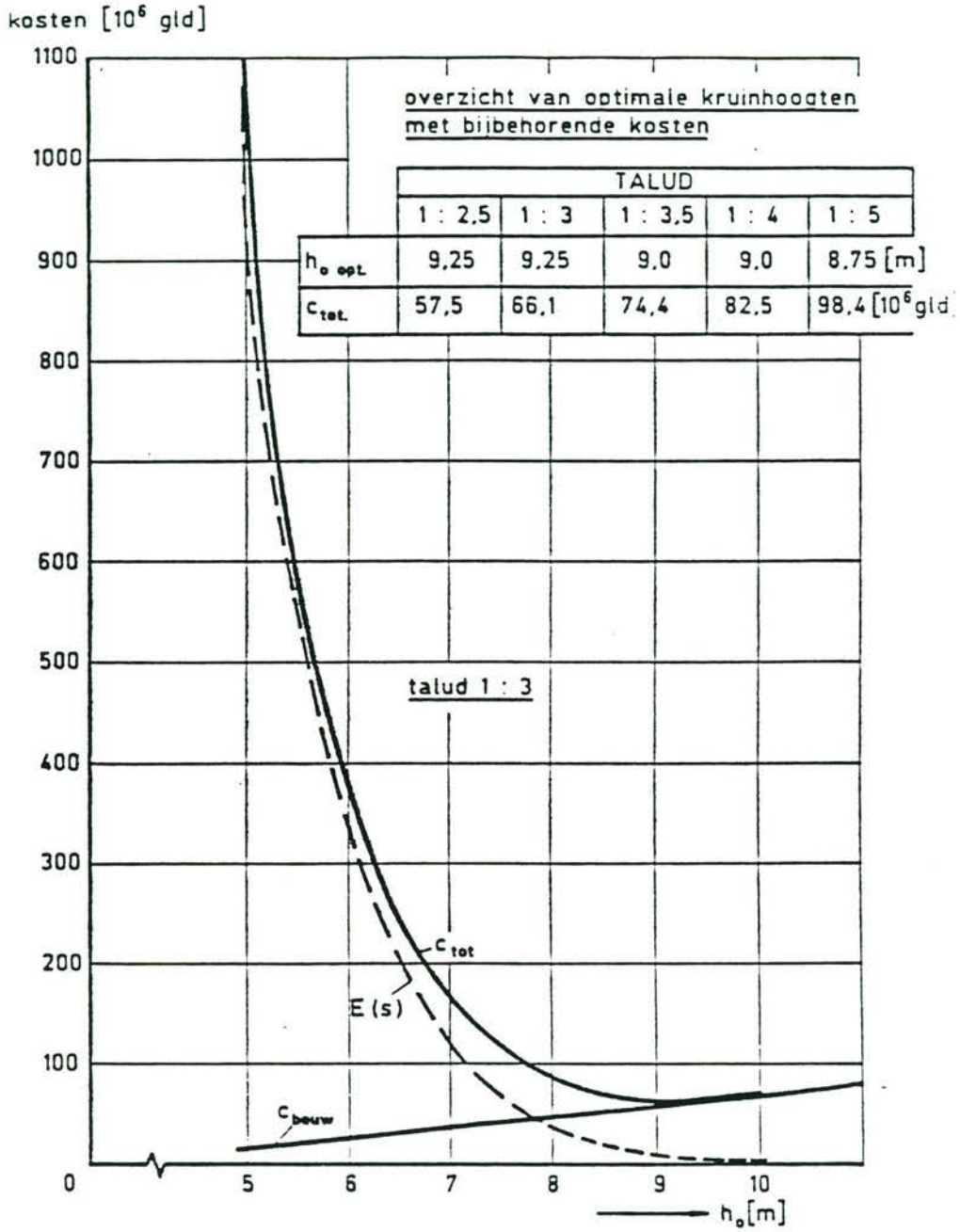


Fig. 7.4.4: Kosten als functie van h_o bij het mechanisme overlopen.

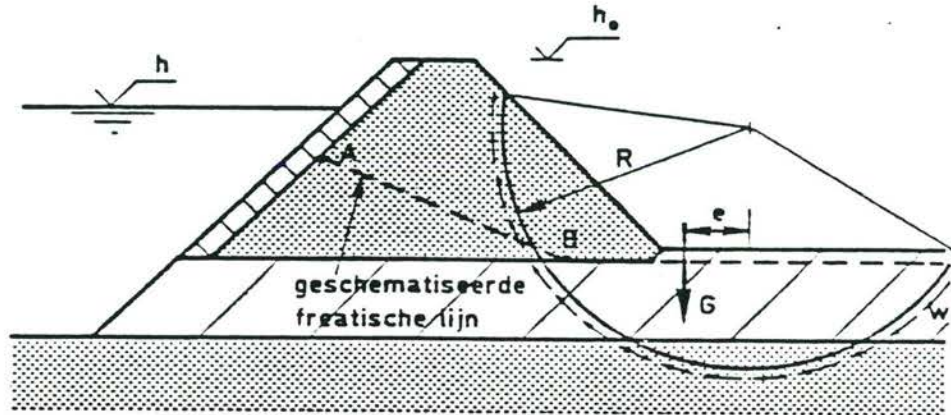


Fig. 7.4.5: Mechanisme macro-instabiliteit binnentalud.

De resultaten van de faalkansberekeningen zijn weergegeven in figuur 7.4.6.

Enkele opmerkingen bij deze resultaten:

- Het niveau van de faalkans is laag ($\ll 8 \cdot 10^{-4}$ /jaar)
- De faalkans neemt, zoals te voorzien was, toe bij een toenemende kruinhoogte. De redenen hiervoor zijn dat:
 - a. de freatische lijn de maatgevende glijcirkel niet beïnvloedt voor de beschouwde kruinhoogten en taluds;
 - b. het aandrijvend moment relatief sneller toeneemt bij toenemende kruinhoogte dan het weerstrevend moment
- De faalkans neemt vanaf een bepaalde kruinhoogte niet meer toe. De reden hiervoor is dat de kruin buiten de maatgevende glijcirkel gaat vallen.

b. Kansdichtheidsfunctie

De maximale inundatiediepte d volgt uit de formule in paragraaf 4.2.

Voor de volkomen overlaat geldt:

$$d = \frac{2/3 \sqrt{(2/3 g)}}{A} \int_{t_b}^{t_e} b(h_2 - h_m)^{3/2} dt \quad (7.4.6)$$

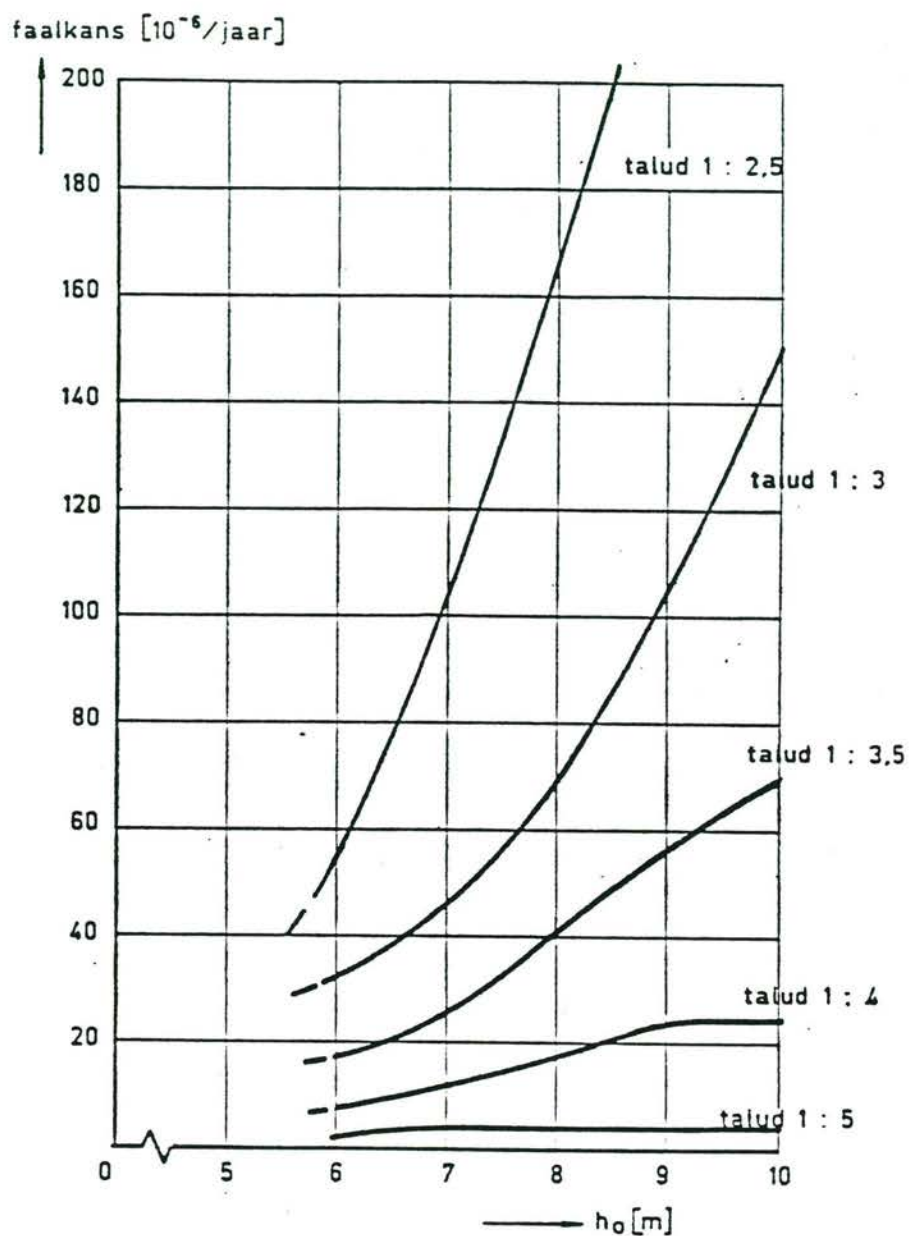


Fig. 7.4.6: Faalkans als functie van h_0 bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud.

De waarde voor h_2 kan worden opgelost uit:

$$(h_1 + h_b)^{3/2} = \frac{2/3 \sqrt{(2/3 g)}}{C.B.I. \frac{1}{2}} b \cdot (h_2 - h_m)^{3/2} + (h_2 + h_b)^{3/2} \quad (7.4.7)$$

Voor de integratiegrenzen t_b en t_e is genomen:

t_b = tijdstip waarop de rivier de hoogste waterstand bereikt

t_e = tijdstip waarbij de overlaat overgaat van de volkomen overlaat naar de onvolkomen overlaat; deze situatie treedt op indien

$$d = 2/3 (h_2 - h_m).$$

Voor de onvolkomen overlaat geldt:

$$d(d) = \frac{\sqrt{2g}}{A} \cdot b \cdot d \cdot \int \{(h_2 - h_m) - d\} dt \quad (7.4.8)$$

Ook in deze formule moet h_2 weer worden opgelost uit de continuïteitsvergelijking:

$$(h_1 + h_b)^{3/2} = \frac{\sqrt{(2g)}}{C.B.I. \frac{1}{2}} b \cdot d \cdot \int \{(h_2 - h_m) - d\} + (h_2 + h_b)^{3/2} \quad (7.4.9)$$

Het geheel heeft een iteratief karakter.

De berekening is gestopt zodra $(d + h_m) = h_2$.

c. De optimale kruinhoogte

In figuur 7.4.7 zijn de totale kosten voor de beschouwde taludhellingen als functie van de kruinhoogte h_0 weergegeven. Uit deze figuur blijkt dat bij geen der beschouwde profielen het optimum in de kosten is gevonden. Er is hier afgezien van het beschouwen van kruinhoogten lager dan 6 m.

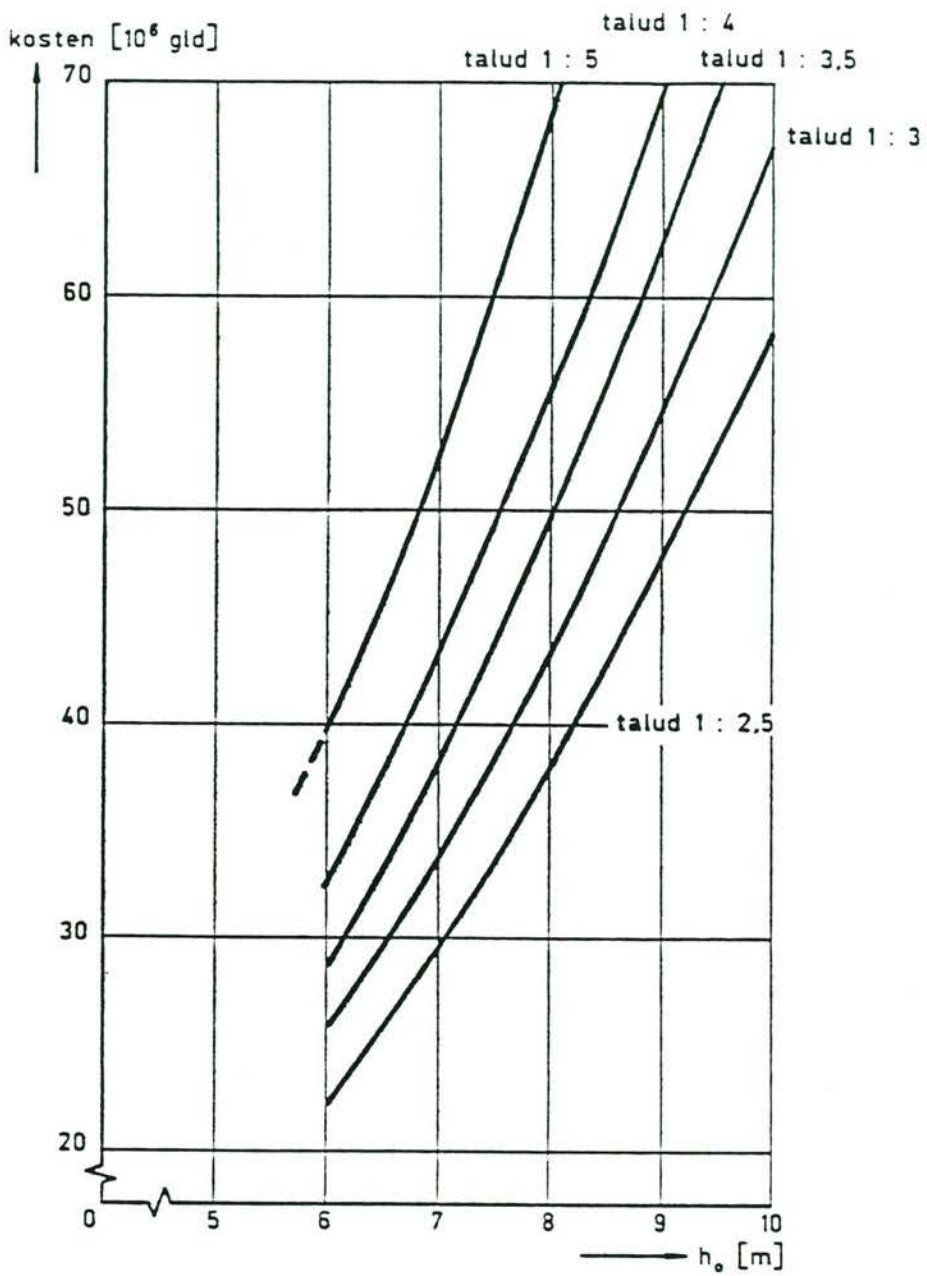


Fig. 7.4.7: Kosten als functie van h_0 bij het mechanisme macro-instabiliteit binnentalud.

7.4.3. Piping

Het schema behorende bij het mechanisme piping is weergegeven in figuur 7.4.8.

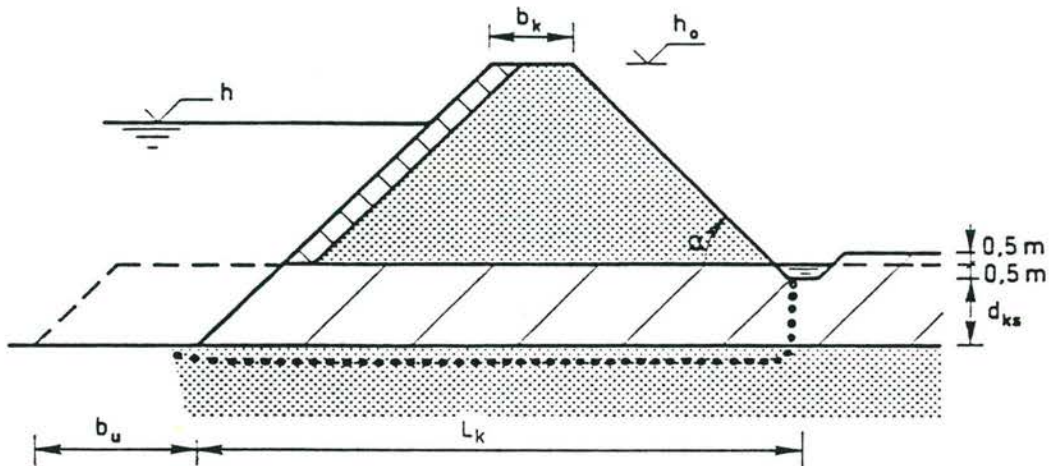


Fig. 7.4.8: Mechanisme piping

a. Faalkans

Voor het optreden van het mechanisme piping moet aan twee voorwaarden worden voldaan (zie paragraaf 3.5.1):

1. de slootbodem moet opbarsten
2. er moet een doorgaand zandtransport plaatsvinden.

De betrouwbaarheidsfunctie Z volgend uit de eerste voorwaarde, luidt dan:

$$Z_{3.1} = \rho_{nk} \cdot g \cdot d_{ks.eff.} - \rho_w \cdot g (\hat{h} + h_b) \quad (7.4.10)$$

Hierin is ρ_{nk} de massadichtheid van de natte klei; $d_{ks.eff.}$ is de in rekening te brengen (effectieve) kleilaagdikte onder de slootbodem.

Nadat de slootbodem is opgebarsten kan er een zandvoerende wel ont-

staan. Om te beoordelen of dit optreedt is het criterium van Lane in enigszins aangepaste vorm aangehouden. Aangenomen is dat piping optreedt indien:

$$h > m \left(\frac{L_k}{18} + \frac{d_{ks}}{6} \right) \quad (h > h_{kr}) \quad (7.4.11)$$

Hierin is:

L_k = de kwellingte (zie figuur 7.4.8)

m = een modelfactor

d_{ks} = dikte van de kleilaag onder de slootbodem

De betrouwbaarheidsfunctie $Z_{3.2}$ luidt dus:

$$Z_{3.2} = m \left(\frac{L_k}{18} + \frac{d_{ks}}{6} \right) - \hat{h} \quad (7.4.12)$$

De dijk faalt als $Z_{3.1} < 0$ en $Z_{3.2} < 0$. Uit de functie voor $Z_{3.2}$ is te zien dat het al dan niet optreden van een zandvoerende wel in hoofdzaak wordt bepaald door de kwellingte L_k . In figuur 7.4.9 is de faalkans dan ook uitgezet als functie van L_k . Te zien is dat bij een kwellingte kleiner dan ca. 90 m de faalkans sterk varieert bij een variatie in L_k .

b. Kansdichtheidsfunctie

De maximale inundatiediepte d volgt weer uit de formules in paragraaf 4.2.

o Voor de volkomen overlaat zijn voor de waarden van de integratiegrenzen van formule (7.4.6) genomen:

$$t_b = \frac{T}{2} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{e}{h}} \right\} \quad (7.4.13)$$

Hierin is e de waarde van de waterstand die optreedt op het moment dat beide betrouwbaarheidsfuncties ($Z_{3.1}$ en $Z_{3.2}$) niet meer positief zijn.

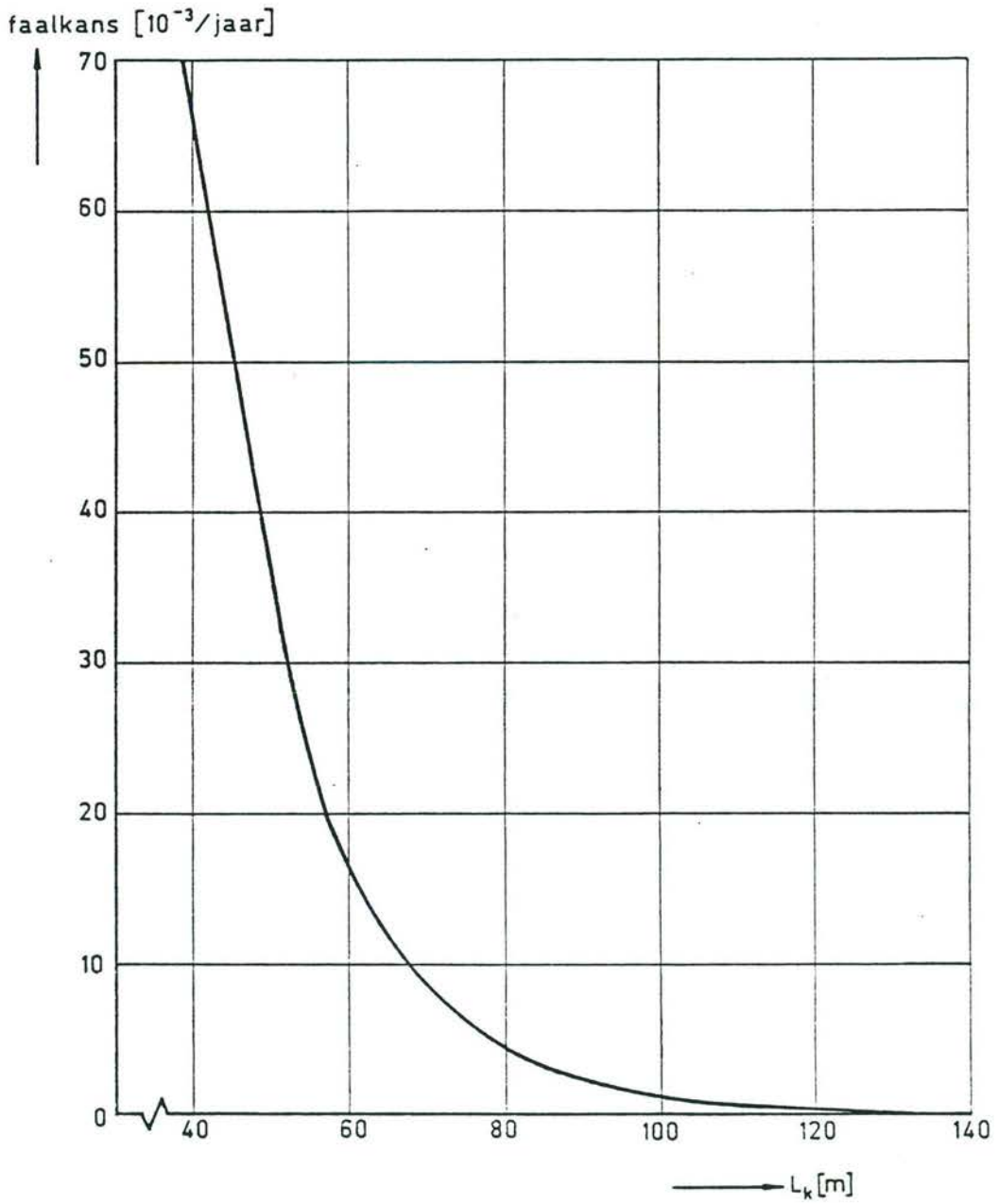


Fig. 7.4.9. Faalkans als functie van L_k bij het mechanisme piping.

t_e = tijdstip waarop de onvolkomen overlaat wordt bereikt;

- Voor de onvolkomen overlaat zijn de formules (7.4.8) en (7.4.9) van toepassing.

c. De optimale kruinhoogte (zonder uiterwaard)

In figuur 7.4.10 is de schadeverwachting als functie van de kwellingte L_k gegeven. Voor de beschouwde taludhellingen zijn in figuur 7.4.10 tevens aangegeven de punten van minimale totale kosten. Het profiel dat de laagste optimale kosten levert is dat met een talud 1 : 5. De optimale kruinhoogten behorende bij de gekozen taludhellingen zijn eveneens in figuur 7.4.10 vermeld. Voor de taluds steiler dan 1 : 5 zijn de optimale kruinhoogten groot tot zeer groot.

d. De optimale kruinhoogte bij toepassing van een uiterwaard

Zoals in punt a van deze paragraaf is vermeld, wordt het falen van de dijk bepaald door de kwellingte L_k en de dikte d_{ks} van de kleilaag onder de slootbodem

Uit de in punt c van deze paragraaf vermelde resultaten blijkt dat de kwellingte L_k van grote invloed is op de faalkans. Een grote kwellingte kan ook gecreëerd worden door een uiterwaard voor de dijk toe te passen. De kruinhoogte en taludhelling worden dan bepaald door de overige mechanismen waarbij deze genoemde parameters wel van invloed zijn op de faalkans.

7.4.4. Micro-instabiliteit binnentalud

Het schema behorende bij het mechanisme micro-stabiliteit binnentalud is weergegeven in figuur 7.4.11.

a. Faalkans

Aangenomen is dat de dijk faalt (bezwijkt) indien zoveel materiaal van het binnentalud naar de teen is verplaatst dat de kruin van de dijk wordt aangetast. Volgens figuur 7.4.11 betekent dit dat de hoogte van het punt A de kruinhoogte h_0 bereikt.

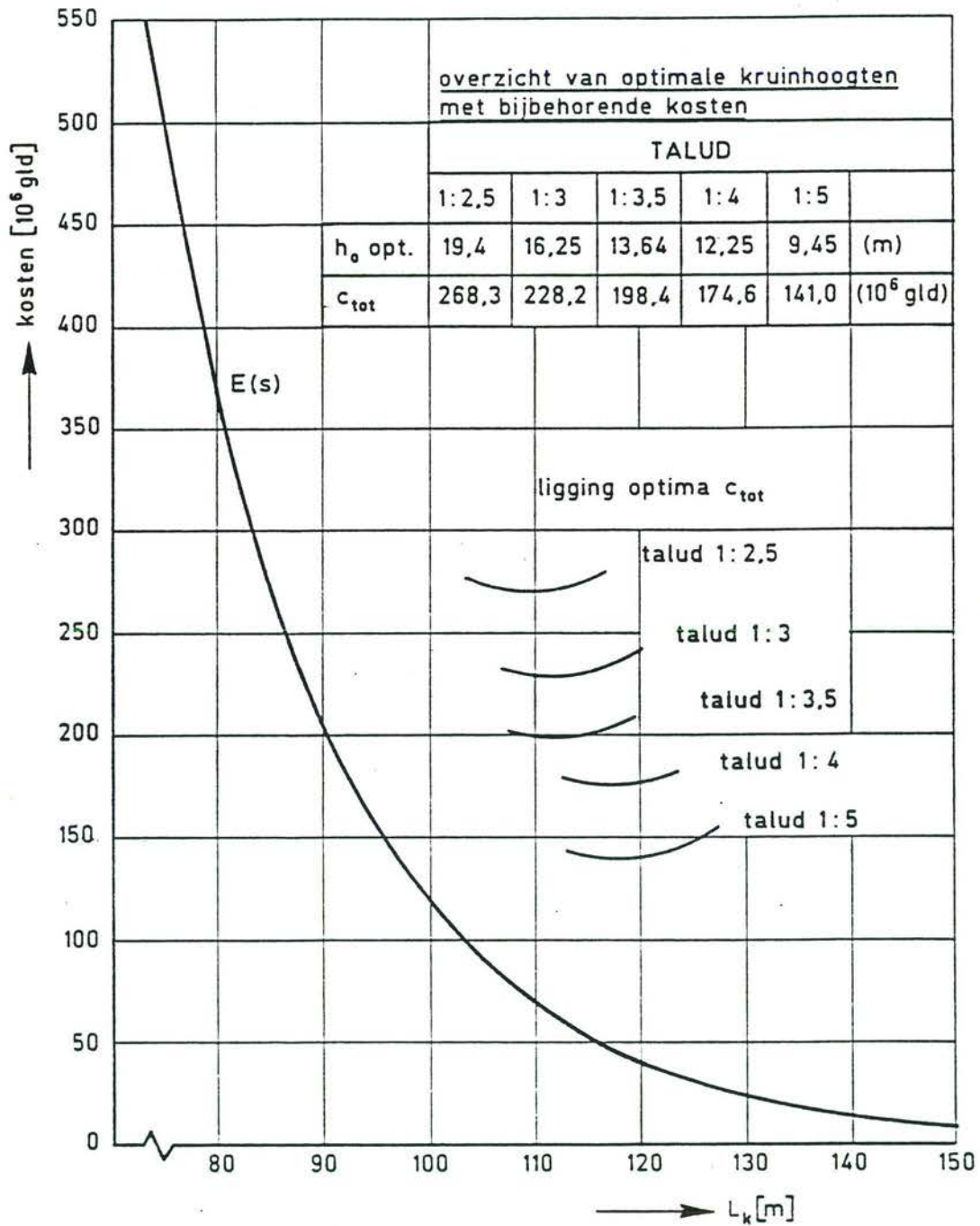
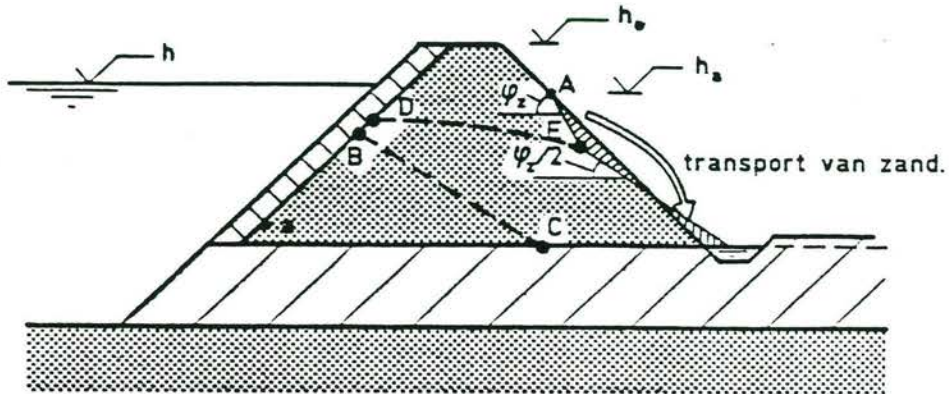


Fig. 7.4.10. Kosten als functie van L_k bij het mechanisme piping (zonder uiterwaard).



B-C = geschematiseerde freatische lijn
tijdens de ontwikkeling.
D-E = freatische lijn na vorming van een
sijpeloppervlak

Fig. 7.4.11: Mechanisme micro-instabiliteit binnentalud.

De betrouwbaarheidsfunctie voor het falen luidt:

$$Z_4 = h_0 - h_A \quad 7.4.14)$$

Voor de bepaling van h_A is gebruik gemaakt van een door LGM opgestelde notitie [7.2].

De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in figuur 7.4.12. De berekeningen zijn alleen uitgevoerd voor de taludhelling 1 : 2½ en 1 : 3. De reden hiervoor is dat bij deze steile taluds al zeer kleine faalkansen zijn gevonden in vergelijking met de mechanismen overloop en piping.

b. Kansdichtheidsfunctie

De procedure voor het bepalen van $f_d(\delta)$ is gelijk aan die voor de mechanismen macro-instabiliteit en piping.

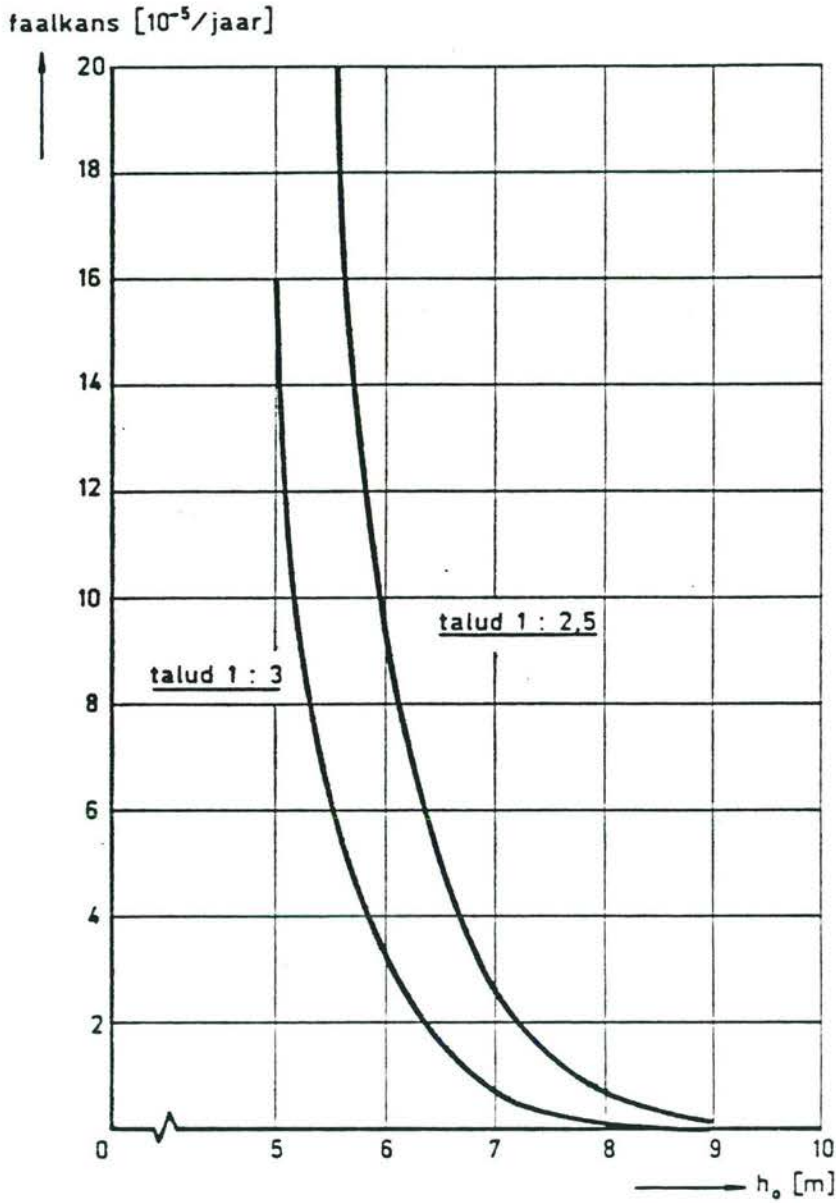


Fig. 7.4.12: Faalkans als functie van h_0 bij het mechanisme micro-instabiliteit binnentalud.

- Voor de volkomen overlaat zijn voor de waarden van de integratiegrenzen genomen:

τ_b = tijdstip waarop de hoogste waterstand achter de kleibekleding op het buitentalud optreedt = $2/3 T$.

τ_e = tijdstip waar de onvolkomen overlaat wordt bereikt.

- Voor de onvolkomen overlaat zijn de formules (7.4.8) en (7.4.9) van toepassing.

c. De optimale kruinhoogte

In figuur 7.4.13 zijn voor de twee beschouwde taludhellingen de bouwkosten, de schadeverwachting en de som van beide getekend. De optimale kosten bij de taluds $1:2\frac{1}{2}$ en $1:3$ verschillen nauwelijks.

overzicht van optimale kruinhoogten met bijbehorende kosten.

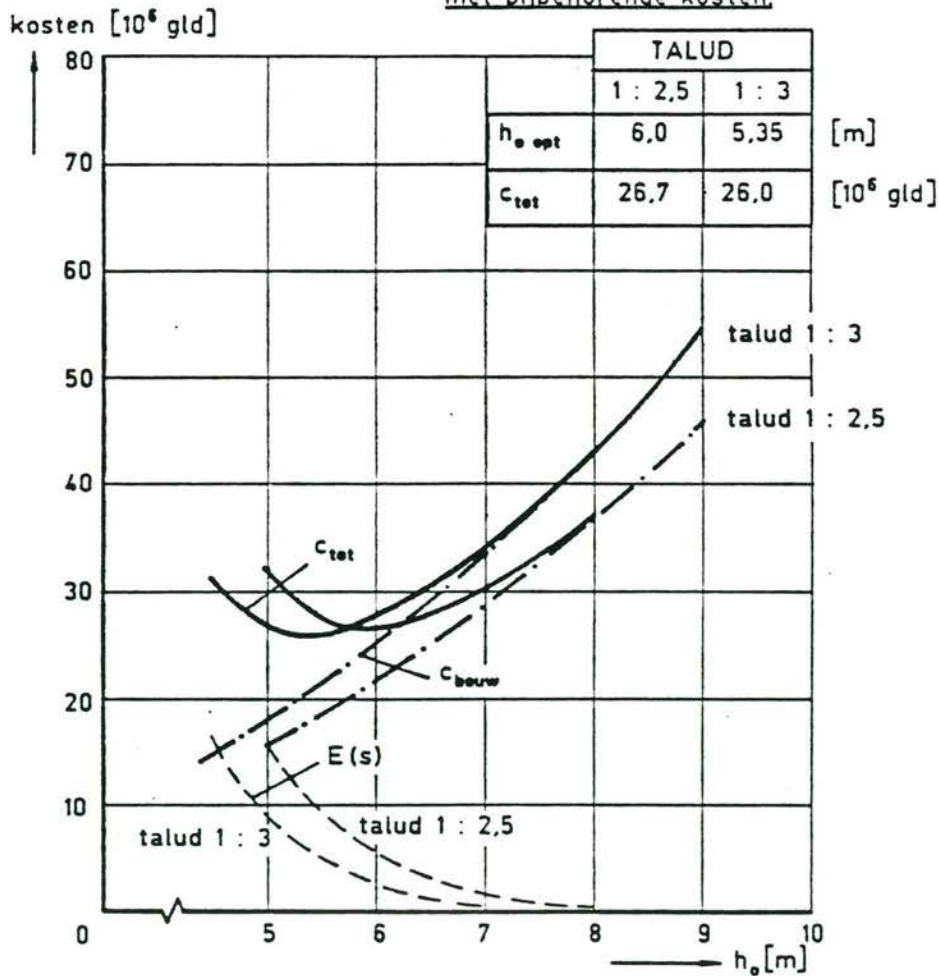


Fig. 7.4.13: Kosten als functie van h_0 bij het mechanisme micro-instabiliteit binnentalud.

7.5. De gecombineerde faalkans van de dijk

Uit de resultaten van de afzonderlijke mechanismen blijkt dat de faalkansen van de mechanismen macro- en micro-instabiliteit klein zijn t.o.v. die van overlopen en piping. Om deze reden is de gecombineerde faalkans dan ook alleen bepaald voor de mechanismen overlopen en piping. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabel 7.5.1. De kleinste faalkans wordt gevonden bij de hoogste dijk met de flauwste taluds.

TABEL 7.5.1. Overzicht van faalkansen van de dijk [10^3 /jaar]

h _o	TALUD				
	1 : 2½	1 : 3	1 : 3½	1 : 4	1 : 5
6 m	56,23	37,47	24,47	18,74	14,65
7 m	41,58	22,11	12,65	8,82	5,33
8 m	28,94	13,95	7,17	4,35	2,16
9 m	20,0.	8,76	4,50	2,42	0,96
10m	13,77	6,11	2,73	1,25	0,47

7.6. Het optimale dijkontwerp

Het optimale dijkontwerp is bepaald aan de hand van een bovengrensbenadering. De schadeverwachtingen bij de beschouwde mechanismen zijn namelijk per ontwerpvariant gesommeerd. De totale kosten zijn dan uit te drukken in de formule:

$$C_{TOT} = C_{BOUW} + \sum_{i=1}^4 E(s)_i \quad (7.6.1)$$

Het optimum ontwerp wordt gevonden bij een kruinhoogte van h_o = 10 m en een talud 1:5. De flauwe taludhelling wordt vooral bepaald door het mechanisme piping. De vraag is natuurlijk of dit de meest verstandige weg

is. Vermoedelijk kan men dit piping-probleem economischer aanpakken via damwanden of door toepassing van een uiterwaard.

Om inzicht te krijgen in het effect van het creëren van een uiterwaard zijn de totale kosten ook bepaald voor een breedte van een uiterwaard van 100 m ($L_1 = 100$ m). De invloed van het piping mechanisme blijkt dan aanzienlijk te zijn teruggedrongen. Het optimum blijkt nu te liggen bij $h_0 = 9$ m en een taludhelling 1 : $2\frac{1}{2}$.

7.7. Conclusies

Enkele conclusies uit het onderzoek zijn:

- a. Uit de verslaggeving van de beschouwde mechanismen kan worden geconcludeerd, dat het mogelijk is om bij de beschouwing van de veiligheid en de optimalisering van een waterkering, aanmerkelijk meer factoren in de risico-analyse te betrekken dan uitsluitend de factor waterstand. Eveneens is gebleken dat het optimaliseren van een dijk op basis van de som van de kosten van dijkaanleg en schadeverwachting mogelijk is.
- b. Bij het uitvoeren van de niveau II berekeningen met het programma Probab is gebleken dat bij gecompliceerde betrouwbaarheidsfuncties convergentieproblemen kunnen voorkomen. Deze problemen kunnen soms door details worden veroorzaakt. De opsteller van de betrouwbaarheidsfuncties behoort dan ook op de hoogte te zijn van de werking van een programma dat niveau II berekeningen uitvoert.

De volgende conclusies hebben betrekking op de gevonden rekenresultaten. Bij het lezen hiervan moet bedacht worden dat deze slechts geldig zijn binnen de gekozen uitgangspunten (geometrie van de dijk, materialen, mechanismen). In de praktijk heeft men vaak andere oplossingen en andere beperkingen.

- c. Indien geen uiterwaard wordt toegepast, spelen wat betreft de faalkans van de dijk van de vier beschouwde mechanismen alleen overlopen en

piping een rol van betekenis.

- d. Indien geen uiterwaard wordt toegepast, ligt het optimale dijkontwerp bij $h_0 = 10$ m en een taludhelling 1:5. Maatgevend voor deze ontwerpvariant is het mechanisme piping. Onder bepaalde voorwaarden is het economischer een uiterwaard te creëren. In de uitgevoerde studie blijkt dat bij f 30.000.-/m verplaatsing van de dijk landinwaarts de optimale kruinhoogte $h_0 = 9$ m te zijn bij een taludhelling 1:2½. De totale kosten bedragen in dit geval minder dan de helft van het ontwerp zonder uiterwaard.
- e. In het geval van een dijk met uiterwaard mag het talud weer steil zijn. Dit komt door de zeer geringe kans op instabiliteit van het binnentalud. De aanwezigheid van de kleibekleding op het buitentalud van de dijk is zeer effectief wat de indringing van water en de mate van ontwikkeling van een freatisch vlak betreft. Dit veroorzaakt dat de kans op instabiliteit van het binnentalud (macro- en micro-instabiliteit) gering is, ondanks het feit dat rekening is gehouden met een aanzienlijke doorlatendheid van de bekleding door beworteling, uitdroging of dierlijk leven.

Een beperking van de schadeverwachting bij de hier beschouwde mechanismen kan kennelijk als volgt worden verkregen:

- bij overloop een voldoende kruinhoogte h_0
- bij macro- en micro-instabiliteit binnentalud een goede kleibekleding op het buitentalud
- bij piping het creëren van een uiterwaard

8. DE BETEKENIS VOOR DE PRAKTIJK

8.1. Inleiding

In hoofdstuk 2 is een indeling gegeven van de betrouwbaarheidsanalyses op de niveaus I, II en III. Er is duidelijk gemaakt dat in de praktijk van het dagelijks ontwerpen, de berekeningen op de niveaus II en III meestal te tijdrovend zullen zijn. In het algemeen zal men zich beperken tot een berekening op niveau I, d.w.z. een berekening m.b.v. karakteristieke waarden en (partiële) veiligheidsfactoren. Er is in hoofdstuk 2 uitgelegd dat de waarden voor de partiële veiligheidscoëfficiënten kunnen worden afgeleid uit berekeningen op niveau II. Alhoewel deze methode dus het nadeel heeft "uiterlijk deterministisch" te zijn, is toch een aantal voordelen bereikt. Met name geldt dat een bepaald expliciet gedefinieerd veiligheidsniveau als uitgangspunt moet worden gekozen. Dit maakt het mogelijk op een tamelijk rationele en consequente wijze differentiatie aan te brengen in de niveaus van veiligheid, in het bijzonder in verhouding tot de omvang van de schade die bij falen verwacht moet worden.

De gedachtengang om de partiële veiligheidscoëfficiënten te onderbouwen met niveau II berekeningen is tot nu toe het meest in praktijk gebracht via de bouwvoorschriften voor beton-, staal- en houtconstructies. In Nederland is onlangs het project "Veiligheid van Bouwconstructies" [8.1] uitgevoerd ten behoeve van de bepaling van de belastingsfactoren voor de TGB-Algemeen van 1985. Op Europees niveau ligt deze gedachtengang eveneens ten grondslag aan de reeks Eurocodes, waarvan voor waterbouwkundige toepassingen met name het deel Funderingen, van belang is. Binnen Nederland zijn op waterbouwkundig gebied de laatste jaren ook enkele normen verschenen, waarbij in meer of mindere mate volgens dit stramien gewerkt wordt. Wij zullen er hier enkele de revue laten passeren.

Probabilistische overwegingen en redeneringen hebben dus via de voorschriften en de koppeling tussen niveau I en II een belangrijke weg naar de praktijk gevonden. In tal van gevallen wordt echter ook meer direct van probabilistische berekeningen en argumenten gebruik gemaakt. In de meeste gevallen gaat het daarbij om bijzondere gevallen: belangrijke con-

structies zoals bijvoorbeeld de Oosterschelde Stormvloedkering of bijzondere gevallen die niet door voorschriften of regels gedekt worden. Soms beperkt men zich dan uitsluitend tot een analyse van de belastingen, in andere gevallen gaat men ook wel veel verder. Ook hiervan zullen enkele voorbeelden kort besproken worden.

8.2. Eurocodes

In Europees verband wordt momenteel gewerkt aan de totstandkoming van een reeks praktijkrichtlijnen voor bouwkundige en civieltechnische constructies. Deze normen worden Eurocodes genoemd. De bedoeling is dat ieder land van de Europese Gemeenschap met zijn nationale voorschriften hier zo dicht mogelijk op aansluit. De Eurocodes spelen ook een belangrijke rol bij het internationale handelsverkeer.

De volgende Eurocodes zullen verschijnen:

- EC 1 - Algemene en uniforme richtlijnen
- EC 2 - Gewapend Betonconstructies
- EC 3 - Staalconstructies
- EC 4 - Samengestelde constructies
- EC 5 - Houtconstructies
- EC 6 - Metselwerkconstructies
- EC 7 - Funderingen
- EC 8 - Aardbevingen

In Eurocode 1 staat in algemene termen verwoord aan welke algemene eisen een constructie moet voldoen en op welke wijze men dit via ontwerp en uitvoering kan bereiken. In principe wordt de niveau-I analyse (op basis van karakteristieke waarden en partiële veiligheidscoëfficiënten) aanbevolen als de meest geëigende ontwerpprocedure voor gangbare constructies. De niveau I berekening wordt daarbij beschouwd als een vereenvoudiging van de niveau II analyse en dient in beginsel daaruit te worden afgeleid.

Ook in Eurocode 7 over grondmechanica wordt deze lijn voortgezet. Men ba-

seert zich op het idee van het "limit state design" (ontwerpen op basis van grenstoestanden) en men werkt dit uit in de richting van een niveau I ontwerpprocedure. Heel nadrukkelijk laat de code echter ook andere mogelijkheden toe. Met name wordt ruimte gelaten voor de meer conventionele methoden, daarbij klassieke schattingen voor sterkte en belasting als 'rekenwaarden' toelatend.

In veel gevallen zal daarom in de naaste toekomst de mate van veiligheid in de grondmechanica, minder doorzichtig blijven dan in de staal- en betonwereld. De nogal ingewikkelde serie- en paralleleffecten, die men in de grondmechanica sterker tegenkomt dan elders, zullen daaraan niet vreemd zijn. Ook vanuit dat gezichtspunt is er dus alle reden toe het onderzoek naar de invloed van lokale sterktevariatiaties voort te zetten. Pas daarna valt een verdere doorzichtigheid van grondmechanische veiligheidsbeschouwingen te verwachten, vergelijkbaar met staal of beton.

8.3. Leidraad Ontwerpen Rivierdijken

In de Leidraad Ontwerpen van Rivierdijken [8.2] wordt uitgegaan van een toelaatbare inundatiekans van $1/1250 = 8 \times 10^{-4}$ per jaar. Door de Commissie Rivierdijken is destijds gesteld dat dit inhield dat een waterstand horend bij een Rijnafvoer bij Lobith van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$ (waarvan de overschrijdingsfrequentie ongeveer eens per 1250 jaar is) precies moet kunnen worden gekeerd. In de Leidraad is dit vertaald in de volgende uitgangspunten:

1. De dijkhoogte moet tenminste gelijk zijn aan een waterstand horend bij een afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$ (Maatgevend Hoog Water, afgekort MHW), vermeerderd met een waakhoogte;
2. De kans op een doorbraak als gevolg van golfaanval bij een waterstand lager dan MHW moet kleiner zijn dan 8×10^{-5} per jaar;
3. De kans op doorbraak door andere mechanismen (piping, afschuiving) moet verwaarloosbaar klein zijn.

De berekeningen voor de "andere mechanismen" worden in beginsel uitgevoerd m.b.v. een niveau I analyse. De waarde van de partiële veiligheidscoëfficiënten wordt daarbij niet onderbouwd met behulp van niveau II berekeningen. Wel wordt bij de bepaling van de factoren rekening gehouden met de gevolgen van falen. Bijvoorbeeld wordt de factor horend bij de beoordeling van de stabiliteit van het buitentalud bij vallend water lager gekozen dan de factor horend bij de stabiliteit van het binnentalud bij hoog water.

8.4. TAW Leidraad Duinafslag

In de TAW Leidraad Duinafslag [8.3] wordt uitgegaan van een faalkans van 10^{-5} per jaar. Duidelijk wordt aangegeven dat deze keuze voor een raai geldt. De faalkans van een lange duinenstrook of meerdere stroken is dus groter (vanwege het lengte-effect), al is niet bekend hoeveel.

De duinafslag wordt berekend op basis van een zevental stochastische basisvariabelen. Met behulp van niveau II berekeningen is een praktische berekeningsprocedure ontworpen. Hierbij is niet precies te werk gegaan volgens de algemene theorie van hoofdstuk 2, maar wezenlijk zijn de verschillen niet. Er is in ieder geval naar gestreefd een zodanige procedure te formuleren dat de afwijkingen van de gestelde streefwaarde voor de faalkans, ook voor zeer uiteenlopende gevallen, aanvaardbaar klein blijven. Kort samengevat komt deze procedure op het volgende neer:

1. De waterstand wordt gefixeerd op de stand met een overschrijdingskans van 5×10^{-5} per jaar (ofwel zoals omschreven in de leidraad: de waterstand met een overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} vermeerderd met $2/3$ van de decimeringshoogte).
2. De golfhoogte wordt gelijk genomen aan de golfhoogte met de maximale kansdichtheid bij de hierboven gedefinieerde waterstand.
3. Voor de mediane korreldiameter van het zand D_{50} wordt per lokatie een gemiddelde en een standaardafwijking bepaald. In de berekening moet

dan als waarde voor de korreldiameter worden aangehouden:

$$D_{50.\text{reken}} = \mu(D_{50}) \{1 - 5 V^2(D_{50})\} \quad (8.4.1)$$

4. Het beginprofiel wordt via meting op een gestandaardiseerde wijze op een aantal plaatsen vastgelegd. Vervolgens wordt op het gemiddelde profiel een zodanige reductie aangebracht dat er $\sigma^2(\text{Vol})/c_0$ minder zand aanwezig is waarbij $\sigma(\text{Vol})$ de standaardafwijking van het volume zand is in m^3/m en c_0 de waarde $275 \text{ m}^3/\text{m}$ heeft.
5. Vervolgens wordt de duinafslag berekend met het programma DUROS. Aan deze afslag moet dan nog worden toegevoegd de invloed van de stormvloeduur, de buistoten en de modelonzekerheid. Deze invloed wordt gekwantificeerd als een hoeveelheid zand met een volume gelijk aan 25 % van de eerder berekende afslag, vermeerderd met $20 \text{ m}^3/\text{m}$.

8.5. Veiligheidsbeschouwing Sluis te Vlaardingen

Door het COW is in nauwe samenwerking met werkgroep 10 van de TAW advies uitgebracht aan het Hoogheemraadschap van Delfland met betrekking tot de veiligheid in de Oude haven te Vlaardingen. Door TAW 10 wordt gesteld dat een niet door golfaanval belaste dijk volgens Deltanorm (waterstand met overschrijdingsfrequentie van 10^{-4} per jaar vermeerderd met een minimum waakhogte van 0,50 m) een faalkans mag hebben van 10^{-5} per jaar. Het COW is om die reden ook uitgegaan van 10^{-5} voor een als waterkering fungerende sluis. Voor wat de normale technische ontwerpaspecten betreft, wordt gemeend dat dat niveau, via toepassing van TGB, VB, enz., gerealiseerd kan worden. Voor de bedieningsaspecten is vervolgens een streefwaarde van 10^{-6} vastgesteld.

Met behulp van een foutenboomanalyse (zie figuur 8.5.1) zijn verschillende bedieningssystemen met elkaar vergeleken:

- keersluis met enkele bemanning
- keersluis met dubbele bemanning

- keersluis met enkele bemanning en automatische reservesysteem
- schutsluis

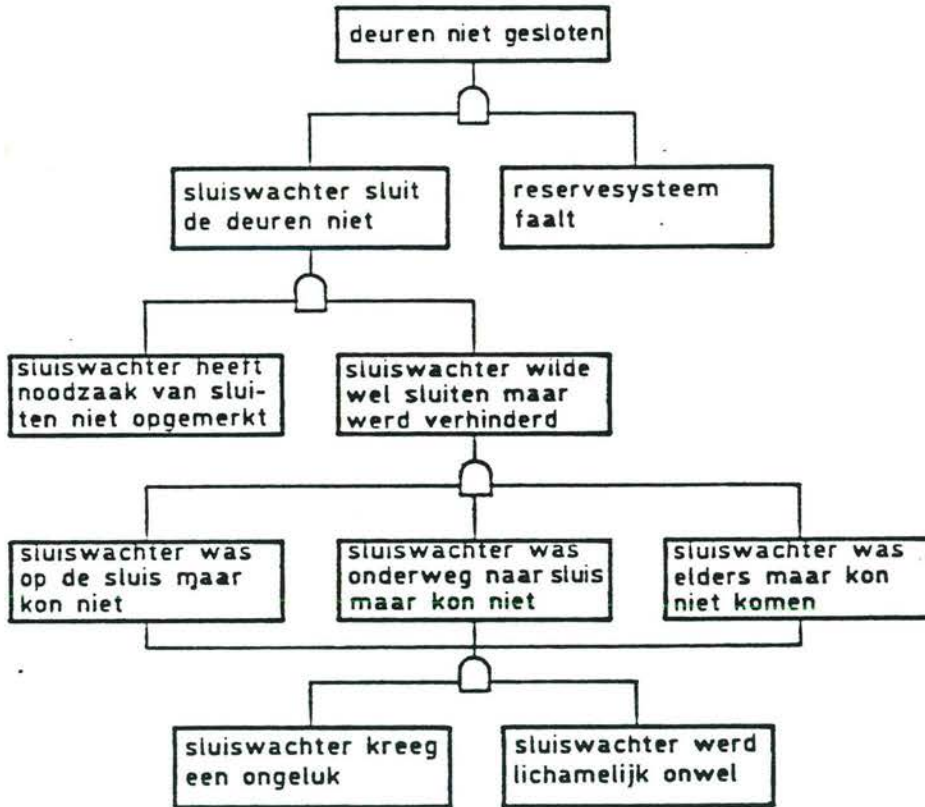


Fig. 8.5.1: Foutenboom voor de sluiting van de sluis te Vlaardingen.

Verder werd de invloed van het sluitpeil meegenomen. Uitgaande van een kans op menselijke falen van 10^{-4} à 10^{-3} per handeling (10^{-2} à 10^{-1} per jaar) werd geconcludeerd dat in ieder geval dubbele bediening nodig zou zijn. Voorkeur werd echter uitgesproken voor een automatische reservesysteem danwel het alternatief van de schutsluis.

8.6. Stormvloedkering Oosterschelde

Een omvangrijk civieltechnische werk als de Stormvloedkering Oosterschelde, rechtvaardigt een zorgvuldige en uitgebreide ontwerpprocedure. Als onderdeel van deze procedure is op een aantal punten gebruik gemaakt van probabilistische berekeningen. De meeste bekendheid in dit opzicht geniet de foutenboom voor de kering als geheel. De hoofdboom van deze foutenboom is weergegeven in figuur 8.6.1. Het belang van deze boom is geweest dat men zich terdege is gaan afvragen waar, qua betrouwbaarheid en qua gevolg, de zwakste schakels van de kering te verwachten zijn. Daarbij zijn civieltechnische, mechanische en beheerstechnische aspecten integraal beoordeeld. Het uiteindelijke doel van de boom was een kering mogelijk te maken met een faalkans van 10^{-7} per jaar. Om dit te bereiken zijn, met name met betrekking tot bediening en beheer, enkele ingrijpende veranderingen in het oorspronkelijk ontwerp aangebracht.

Voor een aantal onderdelen van het ontwerpproces zijn meer gedetailleerde berekeningen uitgevoerd. Met name dienen hier genoemd te worden de analyse van de fundering en de analyse van de hydraulische randvoorwaarden. Het ontwerp van de drempel en de breukstenen dam is intensief beïnvloed door de probabilistische methode.

8.7. Dijken rond de Oosterschelde (Barcon)

Bij het bepalen van de nagestreefde veiligheid, het beheer van de Stormvloedkering en van de dijken rond de Oosterschelde is door Barcon aangesloten op de ontwikkelingen binnen TAW 10 en de richtlijn voor Duindimensionering [8.4]. Er wordt dus uitgegaan van een toelaatbare bezwijkkans die gelijk is aan ca. 10% van de ontwerprequentie volgens de Deltanorm, ofwel $2,5 \times 10^{-5}$ per jaar. Deze kans heeft expliciet betrekking op een eiland of dijkring.

Er is echter binnen Barcon ook nagegaan wat het resultaat zou zijn van de toepassing van de formules van hoofdstuk 6. Uitgaande van $\beta^* = 0,1$, $k = 3$, $N_d = 1000$ en $p_d|_f = 10^{-2}$ wordt gevonden:

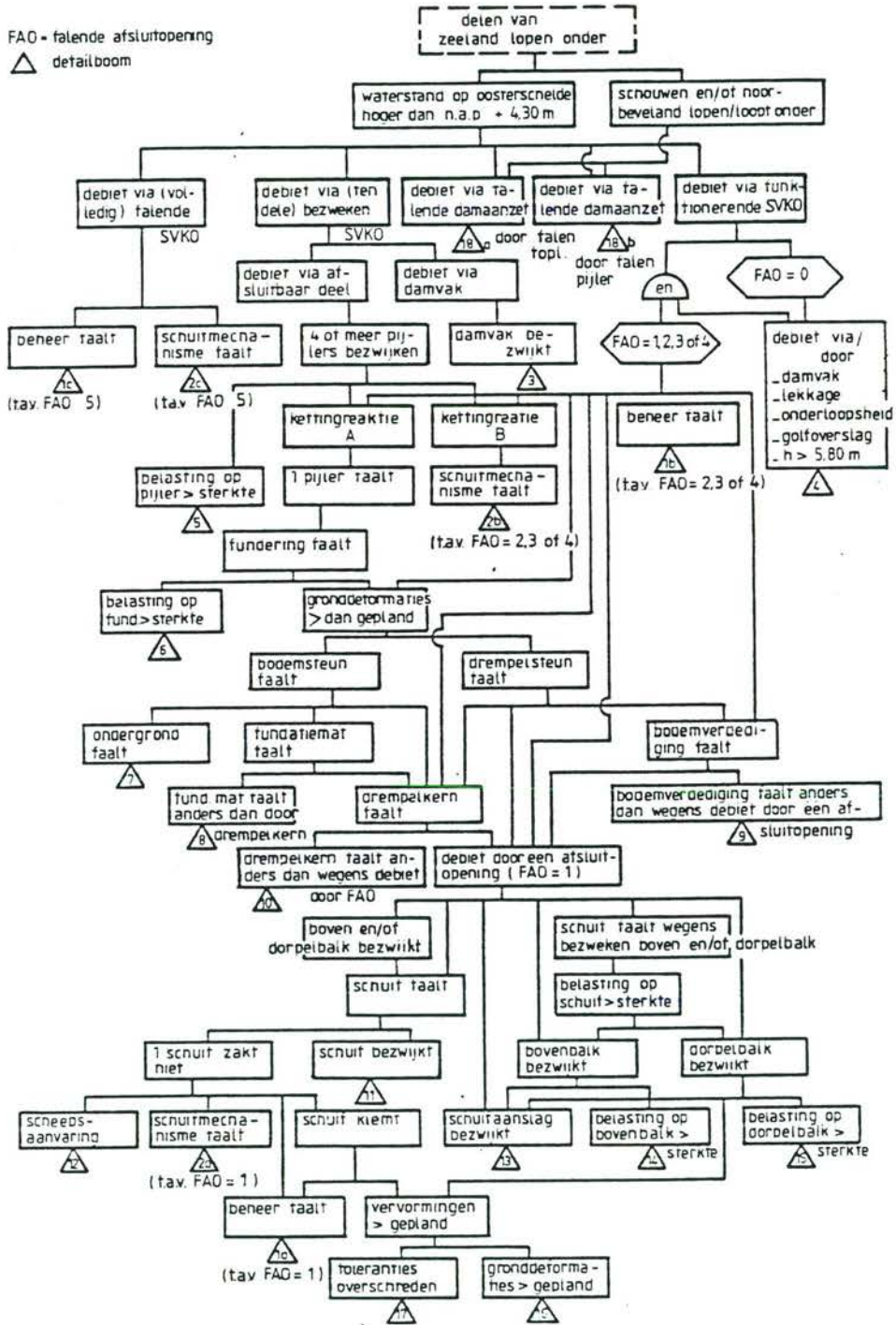


Fig. 8.6.1: Hoofd foutenboom van de stormvloedkering Oosterschelde.

persoonlijk aanvaardbaar risico : $1,0 \times 10^{-3}$ per jaar

maatschappelijk aanvaardbaar risico: $1,0 \times 10^{-5}$ per jaar (maatgevend)

Geconstateerd wordt dat het maatschappelijk aanvaardbare risico dicht ligt bij het advies van TAW 10 en BARCON. Wel is er een groot verschil met de streefwaarde voor de Stormvloedkering Oosterschelde: 10^{-7} per jaar.

Aangezien het hoofddoel van de infrastructuur rond het Oosterscheldebekken en het beheer van de kering is, de kans op inundatie op "Delta-niveau" te brengen, is gekozen voor $2.5 * 10^{-5}$ per jaar. Op basis van deze eis zijn verschillende beheersstrategieën onderzocht en is nagegaan welke additionele maatregelen (dijkverzwaringen) genomen zouden moeten worden. Hierbij is veelvuldig gebruik gemaakt van foutenbomen en niveau II berekeningen [8.5]. Voor de schade aan glooiingen is een economische analyse uitgevoerd.

8.8. Plan Lieveense

De aanleg van een spaarbekken voor energie-opslag in het IJsselmeer (plan Lieveense) is zeer interessant vanuit risico-analytisch oogpunt [8.6]. In de eerste plaats is daar natuurlijk de bijzondere problematiek rond de schatting van de gevolgen van een eventuele doorbraak: hoe groot wordt het stroomgat, welke vloedgolf ontstaat op het IJsselmeer, op welke plaatsen langs het IJsselmeer treedt overloop op en zullen deze dijken wel of niet bezwijken. Echter meer nog is de vraag interessant naar de aanvaardbaarheid van het risico. Als het plan wordt beoordeeld als een waterkering, dan komt een faalkans van 10^{-5} à 10^{-6} per jaar in aanmerking. Bezien wij het plan echter als een "energievoorziening" dan komen we op 10^{-11} (LPG-richtlijn) of (gegeven het veronderstelde aantal slachtoffers) op een "onaanvaardbaar" volgens de milieunota van de provincie Groningen. Het plan is daarmee een heel aardige testcase (al zouden we het nooit bouwen) om de verschillende schalen van risico-analyse dichterbij elkaar te brengen.

9. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

9.1. Conclusies

1. In toenemende mate vinden probabilistische beschouwingen hun weg naar de praktijk. Dit blijkt bijvoorbeeld voor civiel-technische constructies uit normen voor het ontwerpen van constructies (TGB 1985, Eurocodes) bij de onderbouwing van de partiële veiligheidscoëfficiënten met niveau II berekeningen. Bij de beoordeling van bijzondere constructies (kernenergiecentrales, opslagtanks voor gevaarlijke stoffen) zijn directe probabilistische benaderingen meer en meer regel geworden.
2. Ook op het gebied van de waterkeringen en met name bij dijken, duinen, dammen, etc. liggen probabilistische benaderingen steeds vaker ten grondslag aan ontwerp- en beheersnormen. Als voorbeelden hiervan kunnen worden vermeld:
 - TAW leidraad voor duinafslag
 - TAW leidraad voor rivierdijken

Bij enkele bijzondere waterbouwkundige constructies is uitgebreid gebruik gemaakt van de instrumenten als een risico-analyse en een betrouwbaarheidsanalyse. Als voorbeelden hiervan kunnen worden genoemd:

- het ontwerp en de uitvoering van de Oosterschelde Stormvloedkering
 - de sluitingsstrategie van de Oosterschelde Stormvloedkering
 - een studie naar pomp-accumulatiecentrales (PAC)
3. Wat de normstelling met betrekking tot het vereiste veiligheidsniveau van waterkerende constructies betreft, is door de TAW 10 een filosofie ontwikkeld, die is weergegeven in het rapport "Enkele gedachten aangaande een aanvaardbaar risiconiveau in Nederland" en in hoofdstuk 6 van het onderhavige rapport. Alhoewel nog vele vragen openstaan, is van de resultaten reeds gebruik gemaakt bij het operationeel beheer van de Stormvloedkering, het veiligheidssysteem rond de Oosterschelde en bij de studie naar pomp-accumulatiecentrales.

4. De voorbeeldberekening die binnen het kader van het onderzoek is uitgevoerd heeft getoond, dat bij de beschouwing van de veiligheid en bij het optimaliseren van een waterkering, in de risico-analyse inderdaad meer stochastische parameters kunnen worden betrokken dan alleen de waterstand.

Bij deze conclusie moet worden opgemerkt dat het systeem dat is geoptimaliseerd, slechts bestond uit één type waterkerend element, een rivierdijk. Het aantal faalmechanismen is beperkt tot vier en er is één dijkvorm beschouwd. Het lengte-effect is buiten beschouwing gelaten.

5. Op grond van de opgedane ervaringen mag worden verwacht dat de beoordeling van een complex waterkeringssysteem (bestaande uit dijksegmenten, duinen, damwanden, sluizen e.d.) met behulp van een probabilistische berekening niet eenvoudig is. Voor een dergelijke benadering zal, zowel uit het oogpunt van de theorie als uit het oogpunt van de uitvoering, nog veel inspanning nodig zijn. Desalniettemin worden delen van de uitgevoerde studie reeds toegepast. Naar verwachting zullen gaandeweg de studie steeds meer resultaten ten behoeve van het ontwerp en beheer ter beschikking komen.

9.2. Aanbevelingen

Uit het voorgaande blijkt dat in toenemende mate de resultaten van het onderzoek in de praktijk worden toegepast. Tevens is vermeld dat probabilistische benaderingen voor complexe waterkerende systemen nog niet tot de dagelijkse beoordelingsinstrumenten behoren, terwijl daaraan vanuit de praktijk in toenemende mate behoefte is. De werkgroep is dan ook van mening dat de studie voortgezet moet worden en komt tot de volgende aanbevelingen:

1. Het (verder) ontwikkelen van modellen voor bekende faalmechanismen en het zoeken naar mogelijk nog onbekende mechanismen.
2. Het analyseren van diverse typen waterkeringen, rekening houdend met de onder 1 genoemde modellen en uitvoeren van berekeningen met het

lengte-effect en correlaties.

3. Het ontwikkelen van methoden (benaderingen) voor het bepalen van de kans op inundatie van een gebied dat beschermd wordt door een systeem van waterkeringen en van methoden voor het bepalen van het optimale ontwerp voor een waterkerend element c.q. systeem.
4. Het uitvoeren van een gevoeligheidsanalyse per type waterkering van alle relevante factoren gericht op de kostenoptimalisatie van het ontwerp en het op basis daarvan vaststellen van prioriteiten voor nader onderzoek van grenstoestanden en parameters.
5. Nader onderzoek is verder in het bijzonder gewenst met betrekking tot:
 - de relatie tussen de inundatieparameters en de inundatieschade;
 - de ontwikkeling van stroomgaten;
 - verificatie van opgestelde modellen in de praktijk met name via 'monitoring' van dijksecties m.b.t.:
 - kwaliteit van de buitenbekleding
 - het freatisch vlak in de dijk
 - zandvoerende wellen (piping)
 - interacties tussen faalmechanismen ("trigger mechanismen")
 - statistische eigenschappen van parameters
6. Het uitdragen van de verkregen kennis naar buiten, alsmede het "vertalen" van de verkregen resultaten en inzichten in normen voor het ontwerpen en beheren van waterkeringen.

De onderdelen, genoemd als 1 t/m 5 dienen te worden uitgevoerd in nauwe samenwerking met andere werkgroepen van de TAW. Werkgroep TAW 10 vervult hierbij een coördinerende rol en neemt zelf de specifieke probabilistische aspecten voor zijn rekening.

Deze punten moeten verder worden gezien als een cyclus die meerdere malen moet worden doorlopen. Na punt 4 dient weer terug te worden gekeerd naar 1, waarna op basis van de gevonden prioriteiten verder wordt gewerkt. Het is dan ook zaak de eerste maal niet te lang bij 1 t/m 3 stil te blijven

staan als bepaalde modellen of methoden niet voorhanden blijken te zijn. Het is beter eerst via 4 vast te stellen of dit punt wel of niet belangrijk is.

Uit de voorliggende studie zijn de onder punt 5 genoemde aspecten naar voren gekomen die nader onderzocht dienen te worden.

LITERATUURLIJST

- [1.1] Rapport Deltacommissie
Staatsuitgeverij 1960
- [1.2] Rapport Commissie Rivierdijken
's.Gravenhage, maart 1977
- [1.3] Rapport Voorwerkgroep "Probabilistische methode"
S-79.063, COW, maart 1979
- [1.4] Nota inzake een methode voor het beoordelen van de veiligheid.
Provinciale Waterstaat Zuid-Holland (1980)
(PM 80-20)
- [2.1] Vrouwenvelder A., Vrijling J.
Probabilistisch Ontwerpen.
Collegedictaat 63
TH-Delft, Afd. Civ. Techniek, 1985.
- [2.2] Thoft-Cristonsen P., Baker M.
Structural Reliability Theory and its Applications.
Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- [2.3] Schueller G.I.
Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken.
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, München, 1981.
- [2.4] Hallam M.G., Heaf N.I., Wooton I.R.
Rationalization of Safety and Serviceability factors in Structural
Codes.
CIRIA Report no. 63, 1977.
- [2.5] Ditlevsen O.
Narrow Reliability Bounds for Structural Systems.
Journal of Structural Mechanics Vol. 1, no. 4 1979.
- [2.6] Stevenson J., Moses F.
Reliability of Frame Structures.
Journal of the Structural Division, ASCE, nov. 1970.

- [3.1] Duiser J.A.
Een verkennend onderzoek naar methoden ter bepaling van de inundatieschade bij dijkdoorbraak; rapport 82-0644 van Industriële veiligheid van MT-TNO.
- [3.2] Rapport Deltacommissie 1960, Staatsdr. 2 Uitg. Bedr.
- [3.3] Bruinsma J., Graaff J. v.d.
Golfhoogte waterstandsrelatie t.p.v. de NAP - 20 m lijn nabij Hoek van Holland. Rijkswaterwtaat WWKZ 82-G-259, Den Haag, 1982
- [3.4] Vrijling J.K.
Een oriënterend onderzoek naar de richtlijnen voor het ontwerp van zeekeringen van de Deltacommissie.
Afd. der Civiele Techniek der TH Delft, vakgr. Waterbouwkunde, publ. no. 1370509, 1983.
- [3.5] d'Angremond K., Oorschot J.V.
The effect of wave energy spectra on wave run-up.
Coastal Engng. Conf., London, 1962
- [3.6] Battjes J.A.
Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping, due to wind-generated waves.
Proefschrift TH-Delft, 1974.
- [3.7] Craig R.F.
Soil Mechanics (student text), Van Nostrand Reinhold Company Ltd., London, 1974.
- [3.8] Alonso E.E.
Risk Analysis of Slopes and its Application in Canadian Sensitive Clays, Geotechnique 26, no. 3, 1976.
- [3.9] Meer M.Th. van der en Meermans W.
Stabiliteitsfactor en kans op afschuiven van grondlichamen, Rapport Vakgroep waterbouwkunde van de afdeling Civiele Techniek, TH Delft, 1984.
- [3.10] Wu T. & Kraft L.M.
Safety Analysis of Slopes, Journ. of the Soil Mech. and Found. Eng. Div., Proc. ASCE no SM2, vol. 96, 1970.
- [3.11] Cornell C.A.
First Order Uncertainty Analysis of Soils Deformation and Stability, Proc. 1st Int. Conf. on Appl. of Stat. and Prob. to Soil and Struct. Eng., Hong Kong 1971.

- [3.12] Morla Catalan J. & Cornell C.A.
Earth Slope Reliability by a Level Crossing Method, Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE GT6, vol. 102, 1976.
- [3.13] Tang W.H., Yucemen M.S. & Ang A.H.S.
Probability based short term design of slopes, Journ. Can. Geot. Soc., vol. 13, 1976.
- [3.14] Vanmarcke E.
Reliability of Earth Slopes, Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, GT11 vol. 103, 1977.
- [3.15] Veneziano D. & Antoniano J.
Reliability of slopes: Frequency Domain Method, Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE no. GT2, vol. 105, 1979.
- [3.16] Matsuo M. & Asaoka A.
A simplified procedure for updating stability risk of embankments from observation during construction, Proc. 4th Int. conf. Appl. Prob. Stat. in Soil and Struct. Eng., Florence 1983
- [3.17] Vanmarcke E.
Probabilistic Modeling of Soil Profiles, Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, GT11 vol. 103, 1977.
- [3.18] Calle E.O.F.
Stabiliteit van taluds, een probabilistische benadering, Voordracht cursus Rivierdijken en Boezemkaden, Stichting PATO Delft, 1983.
- [3.19] Calle E.O.F.
Probabilistic Analysis of Stability of Earth Slopes, Proc. XI ICSMFE, San Francisco 1985
- [3.20] Vrouwenvelder A.C.W.M. en Wubs A.J.
Een probabilistisch dijkontwerp; voorbeeldberekening, TNO-IBBC rapport B-85-64/64.3.0873, 1985.
- [3.21] Calle E.O.F.
LGM notities CO-263230/3 (Berekeningsmethoden voor het bepalen van de freatische lijn in een waterkerende dam enz.), CO-263230/12 (Methoden voor de berekening van de grootte van het kweloppervlak enz.), CO-263230/16 (Tijdsafhankelijke positie van de freatische lijn in een dijk) en CO-263231/5 (Freatische berging in een zandige rivierdijk met kleibekleding bij het optreden van een hoogwatergolf), 1982/1983.

- [3.22] Calle, E.O.F
Tijdsafhankelijke positie van de freatische lijn in een dijk. LGM
notitie co-263230/16.
- [3.23] Rapport Voorwerkgroep "Probabilistische methode"
S-79.063, COW, maart 1979.
- [3.24] Rapport grondmechanisch onderzoek Oosterscheldedijken bij stagnante
waterstanden - PROVO 81 (BARCON) - LGM CO - 416338/42, okt. '83.
- [3.25] Concept leidraad Piping gevaar "De waarde van de regels van Bligh en
Lane en nieuwe inzichten",
- [3.26] Wit J.M. de
Concept leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - nov. '82 TAW 2
COW/WWZO - febr. '85 TAW 8 - subwerkgroep rivierdijken
- [3.27] Klaver E., Kuiper B. en Vrouwenvelder A.C.W.M.
Random Vibrations
TH-Delft, Afd. Civiele Techniek
- [3.28] Papoulis A.
Probability, random variables and stochastic processors;
Mc. Graw-Hill, Kogakusha Ltd. (1965)
- [4.1] Vrouwenvelder A.C.W.M. en Wubs A.J.
Een probabilistisch dijkontwerp, TNO-IBBC rapport B-85-64/64.3.0873
aan RWS-dir W&W, 1985.
- [4.2] Calle E.O.F. en Dillingh D.
Berekening van golftopverlaging door en afvoerdebit van zijdelingse
overlaat langs een rivier bij hoogwaterafvoer, mei 1983.
- [4.3] Vrouwenvelder A.C.W.M.
Vorm, duur en waterstanden en hoogwatergolven, Memo TNO-IBBC 83/110-
bc-VRO/LVM-D, 1983.
- [4.4] Notitie COW (later in te vullen)
- [5.1] Duiser J.A
Een verkennend onderzoek naar methoden ter bepaling van de
inundatieschade bij dijkdoorbraak; rapport 82-0644 van Industriële
Veiligheid van MT-TNO.
- [5.2] Penning-Rowsell E.C, Chatterton J.B.
The benefits of flood alleviation; saxon House, Teakfield Ltd,

Westmead (1977).

- [5.3] Centraal Bureau voor de statistiek, Statistische en Economische Onderzoekingen, Nieuwe Reeks 8 nr. 2 (2e kwartaal 1985)
- [5.4] Provinciale Griffie Gelderland, Berekening Inundatiescade voor de provincie Gelderland (augustus 1973)
- [5.5] Centraal Bureau voor de Statistiek
Bodemstatistiek, deel 5: Nederland 1976-1978 (staatsdrukkerij 1980)

- [6.1] Rapport Deltacommissie, deel 3, bijlage II.2.
Het economisch beslissingsprobleem inzake de beveiliging van Nederland tegen stormvloed (Den Haag 1960).
- [6.2] Nota Milieunormen; Provincie Groningen, 1979.

- [7.1] Vrouwenvelder A.C.W.M., Wubs A.J.
Een probabilistisch dijkontwerp, voorbeeldberekening; IBBC-TNO rapport B-85-64/64.3.0873.
- [7.2] Calle E.O.F.
Uitwerking grentoestand micro-instabiliteit, LGM-notitie CO 263230/14

- [8.1] Vrouwenvelder A.C.W.M., Siemes A.
Veiligheid van Bouwconstructies.
Rapport TNO-IBBC, BI-84-36
- [8.2] TAW Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken
Deel I Bovenrivierengebied (1985)
- [8.3] Graaff J. v.d.
Achtergronden van de TAW-Leidraad Duinafslag.
TH-Delft, afd. Civiele Techniek
- [8.4] BARCON
Voorstel Veiligheidsfilosofie.
Notitie 840508
- [8.5] Veiligheidsaspecten van het beheer van de Stormvloedkering in de Oosterschelde.
RWS, werkgroep BARCON, feb. 1985
- [8.6] Een veiligheidsnorm voor PAC.
Voorlopige studie RWS.

Opgemerkt moet worden dat alle genoemde technieken meer een registrerende functie hebben dan een genererende. Het bedenken wat er kan misgaan en hoe blijft de verantwoordelijkheid van de ontwerpers, en wel een heel belangrijke. Vaak wordt gesteld dat het denken aan een bedreiging of een mechanisme belangrijker is dan de gehele analyse die daarop volgt. Hulpmiddelen bij het inventariseren van faaloorzaken zijn databanken, literatuurstudies, interviews, bestudering van schadegevallen, brainstormsessies, ervaringen met soortgelijke constructies, enz. Voor vaak voorkomende constructies zijn de meeste bedreigingen en mechanismen vastgelegd in richtlijnen en handboeken.

Om te komen tot de vaststelling van de kans op falen door een bepaald mechanisme staan in beginsel twee wegen open. Men kan direct de kans schatten op grond van ervaring of intuïtie. Een andere mogelijkheid is om een probabilistische faalkansberekening uit te voeren. Een vereiste daarbij is dat men beschikt over een rekenmodel voor het mechanisme. Op grond daarvan stelt men met betrekking tot de beschouwde grenstoestand een zogenaamde betrouwbaarheidsfunctie Z op, en wel zodanig dat negatieve waarden van Z corresponderen met falen en positieve waarden met niet-falen (zie figuur 2.1.5). De kans op falen is daarmee symbolisch te noteren als $P\{Z < 0\}$. De betrouwbaarheidsfunctie is een functie van een aantal variabelen, zoals de waterstand, de kruinhoogte, de hoek van inwendige

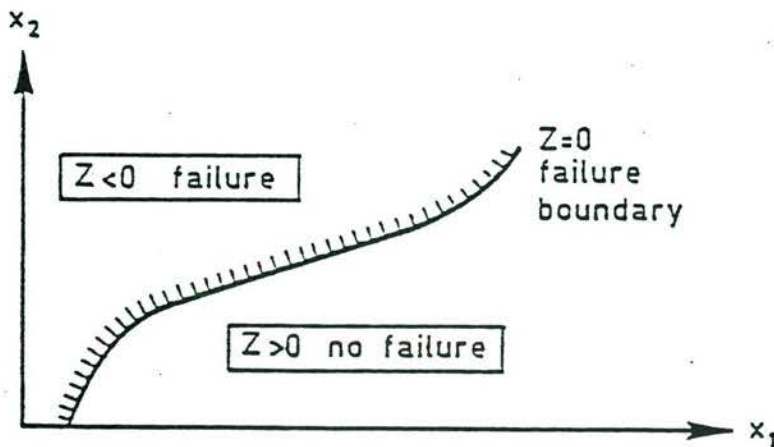


Fig. 2.1.5: Definitie van de "failure boundary" $Z = 0$.

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen werd door de Minister van Verkeer en Waterstaat ingesteld.

De commissie adviseert de minister omtrent alle technisch-wetenschappelijke aspecten die van belang kunnen zijn voor een doelmatige constructie en het onderhoud van waterkeringen, dan wel voor de veiligheid van door waterkeringen beschermde gebieden.

Met vragen omtrent het werk van de TAW kan men zich wenden tot het werkorgaan van de commissie, ondergebracht bij de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat.
Postbus 5044, 2600 GA Delft,
tel. 015-699440.

