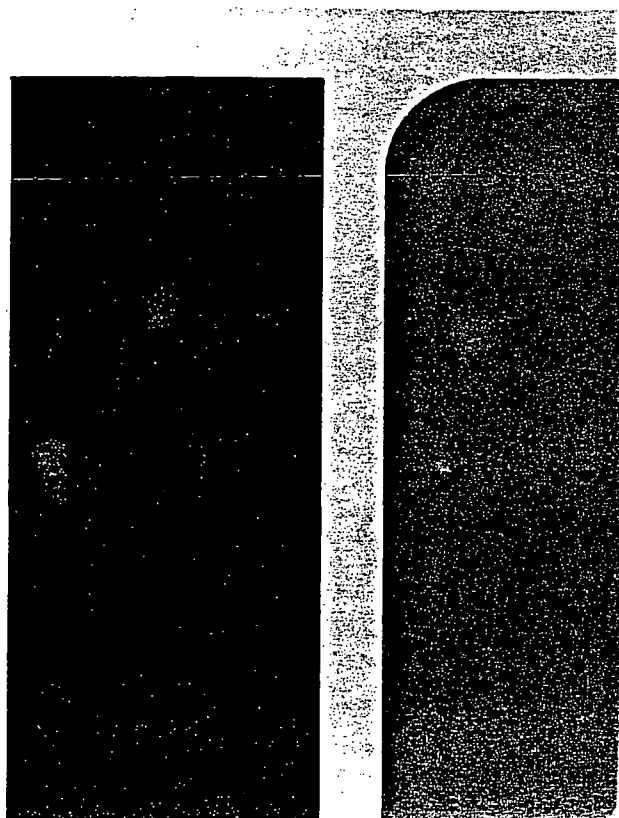
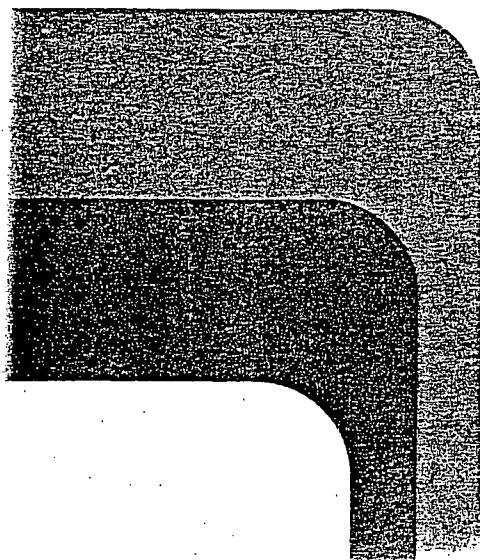


leidraad voor het  
ontwerpen van  
rivierdijken

deel 2 - benedenrivierengebied

appendices

technische adviescommissie voor de waterkeringen



# Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken Deel 2 – Benedenrivierengebied

Appendices

TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

Uitgeverij Waltman - Delft

's-Gravenhage - oktober 1989

## TEN GELEIDE

Een aantal werkdocumenten die bij de samenstelling van de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken* werden toegeleverd, zijn in de volgende appendices gebundeld met de bedoeling enige achtergrondinformatie te geven aan de gebruikers van de *Leidraad*. Naast teksten die grotendeels zijn ontleend aan geraadpleegde literatuur zijn er enige studies opgenomen die speciaal zijn gemaakt voor de opstelling van de *Leidraad*. De teksten bevatten verder enige ideeën die niet of slechts ten dele in de *Leidraad* zijn verwerkt, omdat zij voor praktisch gebruik nog onvoldoende zijn uitgekristalliseerd.

Arnhem, september 1989

Ir. P.W. Roest

Voorzitter projectgroep

INHOUD

	<u>Blz.</u>
TEN GELEIDE	
A SPANNINGS-VERVORMINGSEIGENSCHAPPEN VAN GROND	1
A-1 Enkele basisbegrippen elasticiteitstheorie	1
A-1.1 Ongedraineerd elastisch gedrag	5
A-2 Plastisch gedrag	7
A-2.1 (Negatieve) dilatantie	8
A-3 Kruip	9
A-4 Consolidatie	9
A-4.1 Eendimensionale consolidatie	9
A-4.2 Tweedimensionale consolidatie	10
A-4.3 Consolidatie bij toepassing verticale drainage	10
A-5 Bepaling van grondparameters	12
A-5.1 Elasticiteitsmodulus van grond	12
A-5.2 Bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte $c_u$	12
A-5.3 Glijdingsmodulus uit correlatie	14
B TOETSING VEILIGHEID VAN EEN DIJKRING (waterstand en golven)	16
C EENVOUDIGE GEVALLEN VAN TIJDSAFHANKELIJKE GROND- WATERSTROMING	21
C-1 Getijdrespons in het watervoerend pakket onder dijken	21
C-2 Bepaling van $\lambda_w$ en $\lambda'_w$ uit peilbuiswaarnemingen	24
C-3 Aanpassingen van waterspanningen in een kleilaag met elastische berging	28
C-4 Naijling	31
C-5 Opdrijven bij stationaire stroming	32
C-6 Opdrijven bij niet-stationaire stroming	36
C-7 Onderstroming bij rivierdijk met (hoog) voorland	39
C-8 Waterspanningsmeting	41
C-8.1 Peilbuizen	41
C-8.2 Waterspanningsmeters	42

INHOUD (vervolg)

	<u>Blz.</u>
D STABILITEIT EN VERVORMING BIJ OPDRIJVEN	46
D-1 Algemeen	46
D-2 Het bezwijkmechanisme	47
D-3 De eenvoudige berekening	48
D-3.1 Stabiliteitsanalyse	48
D-3.1.1 Berekening van de grootste interlamelkracht	49
D-3.1.2 Berekening van de weerstandskrachten aan passieve zijde	50
D-3.2 De vervormingsberekening	52
D-4 De eindige-elementenberekening	54
D-5 Rekenvoorbeeld	55
D-5.1 Invoergegevens	55
D-5.2 Stabiliteitsanalyse	56
D-5.3 Vervormingsanalyse	57
E WAARDEN NATUUR EN LANDSCHAP	59
F KARAKTERISTIEKE WAARDEN VOOR GRONDPARAMETERS	63
F-1 Algemeen	63
F-1.1 Proevenverzamelingen	64
F-1.2 Lokaal gemiddelde waarde	64
F-2 Verantwoording keuze materiaalfactoren	67
F-2.1 Inleiding	67
F-2.2 Huidige werkwijze in het benedenrivierengebied	68
F-2.3 De gewenste werkwijze bij het werken met proevenverzamelingen	70
F-2.4 Werkwijze zoals in deel 2 van de <i>Leidraad</i> voorgesteld	71
F-2.5 Vergelijkende berekeningen: doel en werkwijze	72
F-2.6 Berekeningsresultaten	73
F-2.7 Discussie	77
F-2.8 Samenvatting en conclusies	78

INHOUD (vervolg)

	<u>Blz.</u>
G VEILIGHEIDSBENADERING VAN WATERKERINGEN	87
G-0 Verantwoording	87
G-1 Algemeen	87
G-1.1 Inleiding	87
G-1.2 De bepaling van de veiligheid van een dijkring	89
G-1.3 De veiligheid van een dijkmoot	90
G-1.4 Functionele onderdelen en de verschillende faalmechanismen van de dijk	91
G-1.5 De beoordeling van de veiligheid	92
G-2 Aanleiding tot het onderzoek naar een andere ontwerpmethodiek	93
G-2.1 Inleiding	93
G-2.2 De huidige ontwerppraktijk en haar tekortkomingen	95
G-2.3 Het principe van de risico-analyse en de voordelen daarvan	98
G-3 De faalkans en de werkelijkheid	104
G-4 Berekening faalkansen	105
G-4.1 Probleemanalyse	105
G-4.2 Uitwerking veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van waterkeringen van een dijkring	106
G-4.2.1 Inleiding	106
G-4.2.2 De faalkans van een dijkring	108
G-5 Verdeling van de faalkans over de onderdelen	112
G-5.1 Overloop (waakhoogte berekening)	112
G-5.2 Golfoverslag	114
G-5.3 Afschuiving	117
G-5.3.1 Schadefactoren eindfase	117
G-5.3.1.1 Uitgangspunten	117
G-5.3.1.2 Werkwijze	118
G-5.3.1.3 Kans op overstromen, gegeven een instabiliteit	121
G-5.3.1.4 Berekeningsresultaten voor de partiële factoren	123
G-5.3.2 Schadefactoren uitvoeringsfase	124
G-5.4 Piping	126
G-5.5 Erosie binnentalud/micro-instabiliteit	126
G-5.6 Erosie buitentalud	127
G-5.7 Kunstwerken	127

## APPENDIX A

### SPANNINGS-VERVORMINGSEIGENSCHAPPEN VAN GROND

In appendix A worden enige theoretische achtergronden gegeven over de spannings-vervormingsrelaties van grond.

Eerst worden enkele basisbegrippen van de elasticiteitstheorie gegeven. Daarna wordt ingegaan op plastische vervorming en kruip, terwijl tevens de een- en tweedimensionale theorie voor zetting en consolidatie wordt behandeld.

#### A-1 Enkele basisbegrippen elasticiteitstheorie

De ruimtelijke vervorming van grond kan het best worden beschouwd in de richtingen van de hoofdspansingen. Het voordeel van deze beschouwing is dat de spannings-rek-relaties eenvoudig zijn. Uit deze relaties blijkt bovendien heel duidelijk het verband met de spanningscirkels van Mohr. In de cel- en triaxiaalproef werkt de belasting ook in de hoofdspansingsrichting.

Op de vlakken loodrecht op de hoofdspansingsrichting werken geen schuifspanningen, zodat de spannings-rek-relatie volgens de wet van Hooke kan worden geschreven als:

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E}[\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad [-] \quad (A.1)$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{E}[\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)] \quad [-] \quad (A.2)$$

$$\epsilon_3 = \frac{1}{E}[\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] \quad [-] \quad (A.3)$$

In deze vergelijkingen is:

E	= elasticiteitsmodulus	[kPa]
$\sigma_{1,2,3}$	= hoofdspansingen	[kPa]
$\epsilon_{1,2,3}$	= hoofdrekken	[-]
$\nu$	= dwarscontractiecoëfficiënt	[-]

De vergelijkingen (1) t/m (3) worden herschreven in de vorm:

$$\epsilon_1 = \frac{(1+\nu)}{E}(\sigma_1 - \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}) + \frac{1-2\nu}{E}(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}) \quad (\text{A.4})$$

$$\epsilon_2 = \frac{(1+\nu)}{E}(\sigma_2 - \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}) + \frac{1-2\nu}{E}(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}) \quad (\text{A.5})$$

$$\epsilon_3 = \frac{(1+\nu)}{E}(\sigma_3 - \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}) + \frac{1-2\nu}{E}(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}) \quad (\text{A.6})$$

Nu is G de glijdingsmodulus en K de kompressiemodulus.

Het verband tussen E,  $\nu$ , G en K luidt:

$$* \frac{(1+\nu)}{E} = \frac{1}{2G} \quad , \text{ ofwel } G = E/(2(1 + \nu)) \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.7})$$

$$* \frac{(1-2\nu)}{E} = \frac{1}{3K} \quad , \text{ ofwel } K = E/(3(1 - 2\nu)) \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.8})$$

Loodrecht op het dwarsprofiel van een dijk is geen vervorming mogelijk, zodat:

$$\epsilon_2 = 0 \quad [-]$$

Dit ingevuld in vergelijking (A.5) geeft:

$$\sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_3) \nu \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.9})$$

De waarde van  $\nu$  varieert tussen 0,3 en 0,5. Als voor  $\nu$  een waarde van 0,5 wordt gekozen, dan kunnen de vergelijkingen (A.4) en (A.6) eenvoudig worden gerelateerd aan het middelpunt en de straal van de spanningscirkel van Mohr, zie figuur A.1.

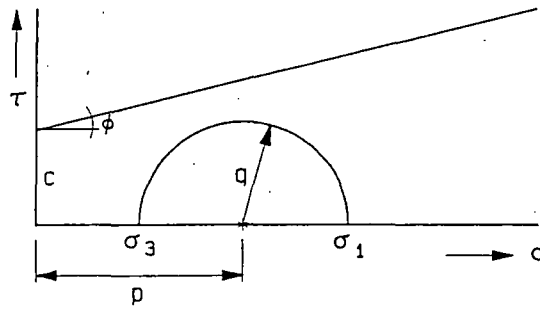


Het middelpunt van de spanningscirkel van Mohr is gelijk aan:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = p \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.10})$$

De straal van de spanningscirkel van Mohr is gelijk aan:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = q \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.11})$$



Figuur A.1

Bovenstaande gegevens, gesubstitueerd in de vergelijkingen (A.4) en (A.6), leveren een eenvoudige uitdrukking op voor de spannings-rekrelaties.

$$\epsilon_1 = \frac{q}{2G} + \frac{p}{3K} \quad [-] \quad (\text{A.12})$$

$$\epsilon_3 = \frac{-q}{2G} + \frac{p}{3K} \quad [-] \quad (\text{A.13})$$

Vergelijking (A.2) wordt buiten beschouwing gelaten omdat alleen de vervormingen in het vlak van het dwarsprofiel van de dijk worden berekend.

Opmerkingen:

1. K en G kunnen direkt worden bepaald met behulp van een triaxiaalproef.
2. De vervormingen kunnen worden opgevat als de superpositie van een alzijdige kompressie en een hoekverdraaiing. De alzijdige kompressie komt overeen met  $\frac{p}{3K}$  en de hoekverdraaiing met  $\frac{±q}{2G}$ .
3. Tussen de hoofdspanningen en de spanningen in een voor de beschouwing aangenomen x-y- assenstelsel bestaat de volgende relatie:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.14})$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.15})$$

Ten aanzien van de vervorming bestaat een soortgelijke relatie:

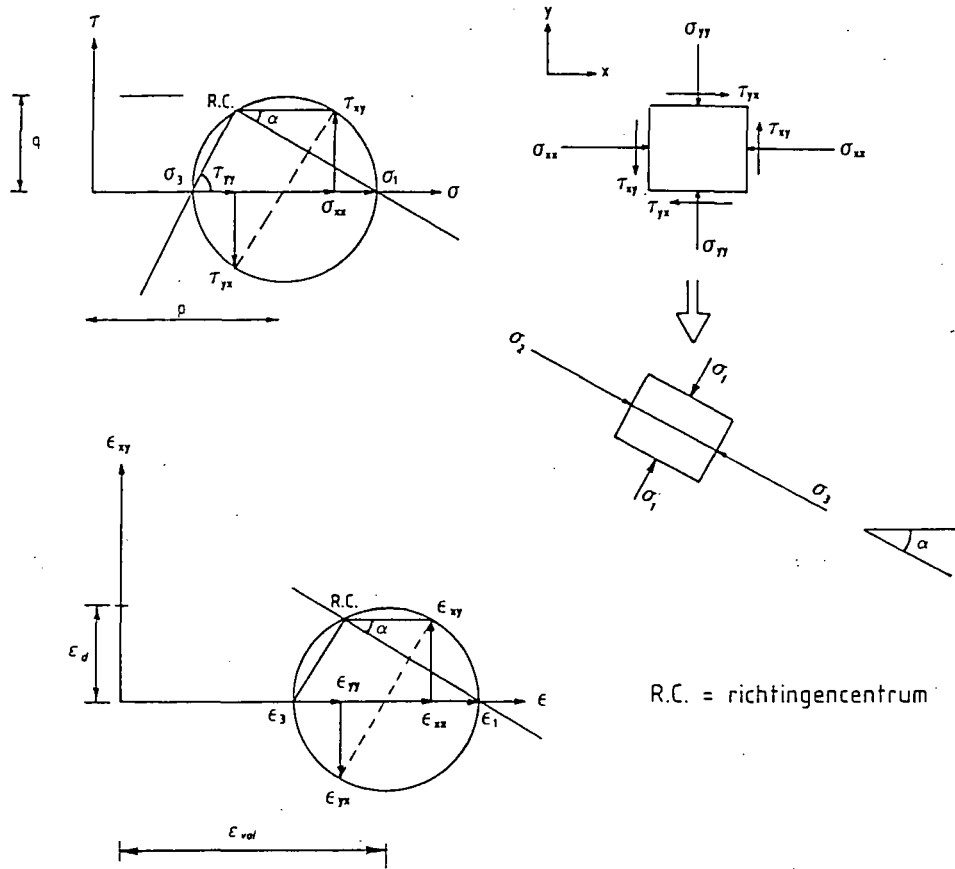
$$\epsilon_{\text{vol}} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_3}{2} = \frac{\epsilon_{xx} + \epsilon_{yy}}{2} \quad [-] \quad (\text{A.16})$$

$$\epsilon_{\text{d}} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\epsilon_{xx} - \epsilon_{yy}}{2}\right)^2 + \epsilon_{xy}^2} \quad [-] \quad (\text{A.17})$$

Verklaring:

$$\begin{aligned} \epsilon_{\text{vol}} &= \text{volumerek} & [-] \\ \epsilon_{\text{d}} &= \text{deviatorische of hoekverdraaiings-} & [-] \\ & \text{rek} \end{aligned}$$

Dit is in figuur A.2 aanschouwelijk gemaakt met behulp van de spannings- en rekcircel van Mohr.



figuur A.2

A-1.1 Ongedraineerd elastisch gedrag

Is grond verzadigd met water en heeft deze bovendien een geringe doorlatendheid (klei en veen), dan reageert de grond direct na belasten ongedraineerd. Dat wil zeggen dat er nauwelijks water kan worden uitgeperst en er treedt dus geen volumeverandering op:

$$\epsilon_1 + \epsilon_3 = 0 \quad [-] \quad (A.18)$$

Uit vergelijking (A.12) en (A.13) volgt voor het korrelskelet:

$$\epsilon_1 + \epsilon_3 = \frac{2\Delta p'}{3K} = 0 \quad [-] \quad (\text{A.19})$$

Hierin is:

$$\Delta p' = \frac{\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_3}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.20})$$

De accenten duiden op korrelspanningen.

De kompressiemodulus K van het korrelskelet is niet oneindig groot, dus moet in deze situatie (vergelijking A.19)  $\Delta p'$  gelijk nul zijn. Dat wil zeggen de gemiddelde korrelspanning blijft direct na belasten onveranderd. De gehele toename van de grondspanning wordt dus in eerste instantie "gedragen" door de waterspanningstoename  $\Delta u$ . Gedraagt de grond zich elastisch, dan is de toename van de waterspanning gelijk aan de gemiddelde toename van de hoofdspanningen.

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.21})$$

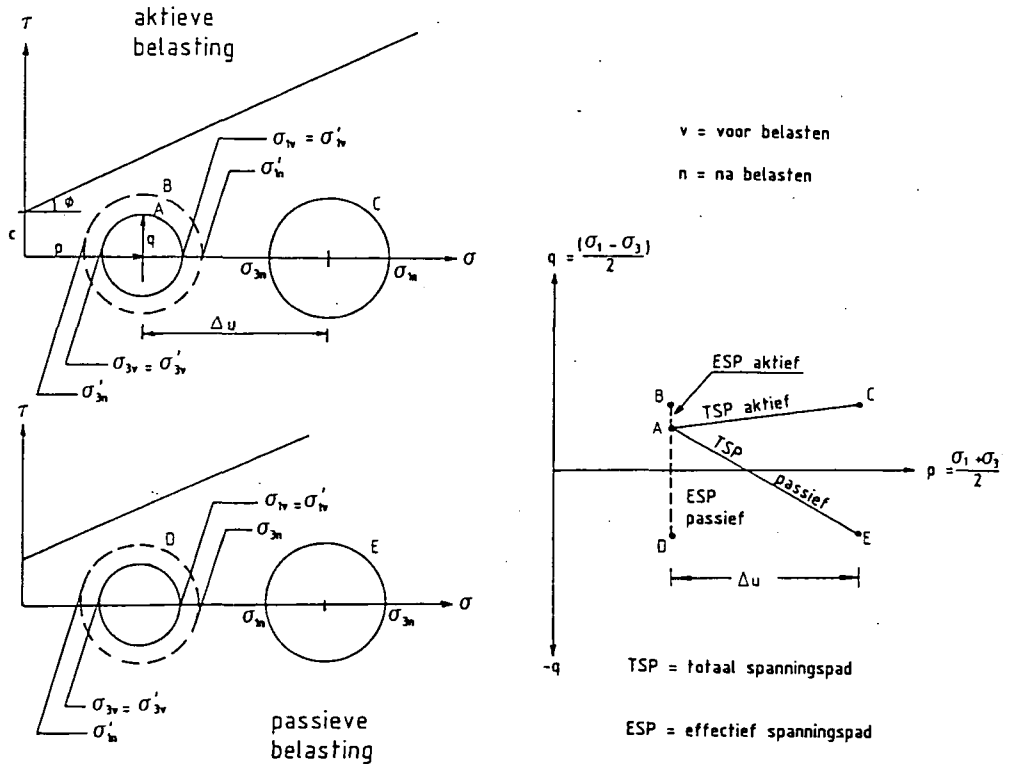
De toename van de hoofdspanning loodrecht op de dwarsdoorsnede van de dijk is bij  $V = 0,5$  (zie vergelijking A.9) gelijk aan:

$$\Delta\sigma_2 = \frac{1}{2}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.22})$$

zodat:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.23})$$

Bovenstaande kan zichtbaar worden gemaakt in een p-q diagram, zie figuur A.3.

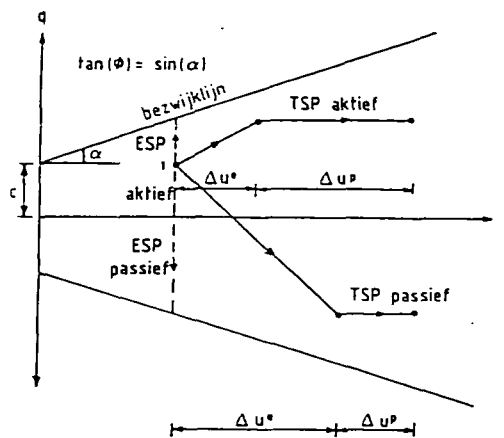


figuur A.3

Bij een toename van de spanning wordt een ander punt in het p-q vlak bereikt. De gevolgde weg heet het spanningspad. Onderscheiden worden het totale spanningspad (TSP) en het effectieve spanningspad (ESP), dat respectievelijk de totale- en de korrelspanningsverandering beschrijft.

A-2 Plastisch gedrag

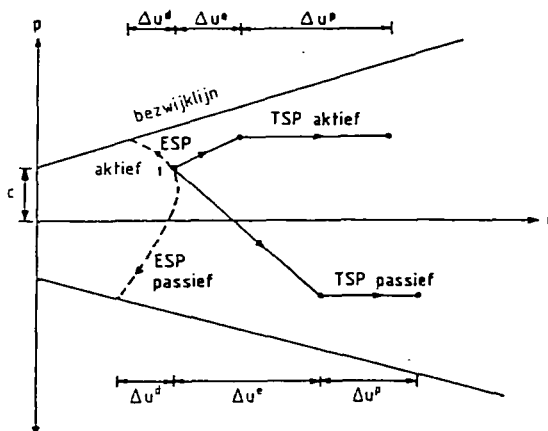
In grond kan lokaal bezwijken optreden zonder dat er sprake is van totaal bezwijken. Op plaatsen waar dit lokaal bezwijken optreedt wordt een nieuw evenwicht gevonden door toename van de totaalspanningen. De gemiddelde effectieve spanning blijft onveranderd (zie A-1). Dit betekent dat de toename van de totaalspanning wordt gevonden in een extra toename van de waterspanningen boven die ten gevolge van het elastische gedrag. Dit mechanisme kan ook worden weergegeven door middel van spanningspaden in het p-q diagram (zie figuur A.4).



figuur A.4

A-2.1 (Negatieve) dilatantie

Tot zover is verondersteld dat bij schuifspanningsverandering geen volumeverandering van het korrelskelet optreedt. In werkelijkheid is dit vaak wel het geval. Het kleiskelet zal ten gevolge van schuifspanningsveranderingen in volume willen afnemen (negatieve dilatantie of compactie). Omdat door het poriënwater deze volumeverandering niet mogelijk is, treden er extra waterspanningen op boven de eerder genoemde waterspanningen. Bij dit verschijnsel is er geen sprake van extra toename van de totaalspanning, zodat de gemiddelde effectieve spanning moet afnemen (zie figuur A.5).



figuur A.5

### A-3 Kruip

Klei en veen zijn kruipgevoelige materialen. Afhankelijk van het schuifspanningsniveau treden er tijdsafhankelijke schuifvervormingen op en dus ook een afname van het volume in de tijd. Is per tijdseenheid de bijbehorende volumeverkleining groter dan de hoeveelheid water die kan afvloeien, dan treden er extra wateroverspanningen op.

### A-4 Consolidatie

#### A-4.1 Eendimensionale consolidatie

zie deel 1, par. 8.3.2

De in deel 1 van de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken* behandelde consolidatietheorie is gebaseerd op een aantal aannames. De belangrijkste twee zijn:

- a. de  $c_v$ -waarde is constant gedurende het consolidatieproces;
- b. tussen de toename van de effectieve spanning en de zetting is een lineair verband.

ad a.

Gedurende het consolidatieproces neemt door de samendrukking van het korrelskelet de doorlatendheid ( $k$ ) en de samendrukkingscoëfficiënt ( $m_v$ ) af. De consolidatietheorie veronderstelt dat deze afname gelijk opgaat, zodat  $c_v$  constant blijft. Bij klei met organische bestanddelen en veen neemt de doorlatendheid sneller af dan de samendrukkingscoëfficiënt.

ad b.

De consolidatietheorie berekent de afname van de wateroverspanning in de tijd en stelt dat de zetting hiermee evenredig verloopt. Vooral bij klei met organische bestanddelen en veen is het verband zeker niet evenredig (niet-lineair spannings-rekgedrag). Dit heeft tot gevolg dat tijdens het consolidatieproces de waterspanningen achter blijven ten opzichte van de zettingen.

Is het verloop van het consolidatieproces met een  $c_v$ -waarde bepaald aan de hand van deformatiemetingen tijdens een samendrukkingsproef, dan is het verloop van de zettingen berekend. Is daarentegen de  $c_v$ -waarde bepaald aan de hand van de doorlatendheid en de samendrukkingscoëfficiënt, dan is het verloop van de wateroverspanning berekend.

Er bestaan computerprogramma's die rekening houden met bovengenoemde effecten bij het berekenen van het consolidatieproces.

#### A-4.2 Tweedimensionale consolidatie

Wordt het consolidatiegedrag van de grond in sterke mate beïnvloed door horizontale deformatie en/of horizontale afstroming van het overspannen grondwater, dan is een tweedimensionale beschouwing gewenst. Dit is vaak het geval bij anisotrope veenlagen waar de horizontale doorlatendheid, als gevolg van het veenvormingsproces een veelvoud van de verticale waarde kan zijn.

Een tweedimensionale consolidatieberekening kan eveneens gewenst zijn als de breedte van de ophoging relatief klein is ten opzichte van de dikte van het samendrukbare pakket. In dat geval treedt namelijk zowel spanningsspreiding op in de ondergrond als ook tweedimensionale stroming van het porienwater.

Met behulp van de eindige-elementenmethode kan het tweedimensionale consolidatiegedrag worden berekend.

Hierbij wordt gebruik gemaakt van de basisvergelijkingen die door Biot zijn opgesteld. Biot gaat uit van een lineair-elastisch grondgedrag. Voor verdere informatie wordt verwezen naar lit. A.1.

#### A-4.3 Consolidatie bij toepassing verticale drainage

De differentiaalvergelijking voor radiale consolidatie is:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = c_h \left( \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial w}{\partial r} \right) \quad (\text{A.24})$$

waarin:

w	= wateroverspanning	[kPa]
t	= tijd	[s]
c <sub>h</sub>	= horizontale consolidatiecoëfficiënt	[m <sup>2</sup> /s]
r	= afstand tot hart drain	[m]
z	= hoogte	[m]



De consolidatiegraad  $U_r$  wordt gevonden uit de oplossing van deze vergelijking

$$U_r = 1 - e^{-8T_h/\mu} \quad [-] \quad (A.25)$$

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{D^2} = \text{dimensieloze tijdparameter} \quad [-] \quad (A.26)$$

en:

$$\mu = \text{drainfactor} \quad [-]$$

$$t = \text{tijd} \quad [s]$$

$$D = \text{diameter ontwaterde grondkolom} \quad [m]$$

In de drainfactor worden de equivalente draindiameter, betrokken op de diameter van de grondkolom, de weerstand in lengterichting van de drain en een versmeringseffect verdisconteerd.

$$\mu = \ln(n/s) + a \ln(s) - 0,75 + \pi z(2l - z) \frac{k}{q_w} \left(1 - \frac{a - 1}{a(n/s)^2}\right) \quad [-] \quad (A.27)$$

Verklaring variabelen:

$$n = D/d; \quad [-]$$

$$d = \text{diameter drain}; \quad [m]$$

$$a = \text{verhouding doorlatendheid ongeroerde grond/smeerzone}; \quad [-]$$

$$s = \text{diameter smeerzone/diameter drain}; \quad [m]$$

$$l = \text{lengte drain (c.q. halve lengte bij tweezijdige afstroming)} \quad [m]$$

$$z = \text{diepte} \quad [m]$$

$$q_w = \text{afvoercapaciteit drain} \quad [m^3/s]$$

Deze formule wordt wel benaderd door:

$$\mu = \ln(n) - 0,75 \quad [m] \quad (A.28)$$

De totale consolidatiegraad  $U_t$  kan worden berekend uit de verticale en radiale consolidatiegraad  $U_v$  en  $U_r$  volgens de formule:

$$1 - U_t = (1 - U_v) \cdot (1 - U_r) \quad [-] \quad (A.29)$$

In eindige-elementenprogramma's voor berekening van de consolidatie kan voor de consolidatiecoëfficiënt een equivalente waarde worden ingevuld in het gebied waar de drains zijn aangebracht.

Voor verdere informatie wordt verwezen naar lit. A.2.

#### A-5 Bepaling van grondparameters.

##### A-5.1 Elasticiteitsmodulus van grond

Bij de in paragraaf 7.5 gepresenteerde ontkoppelde sterkte - vervormingsberekening wordt gebruik gemaakt van de elasticiteitsmodulus van grond. De kracht die door de drukzone wordt geleverd wordt bepaald door middel van een lineair-elastische spannings-vervormingsberekening. De elasticiteitsmodulus kan worden bepaald uit triaxiaalproeven.

Als elasticiteitsmodulus E van de drukzone wordt ook wel een waarde van  $E = \alpha \cdot q_c$  (= conusweerstand van de laag) aangehouden (zie onderstaande tabel).

grondsoort	$\alpha$
veen	0,6
klei	1,3
kleilig zand en silt	2
zand, $q_c < 20$ MPa	2,7

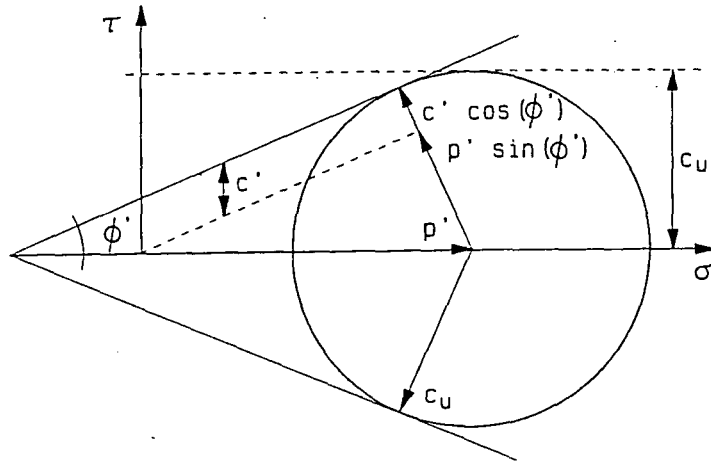
In bijzondere gevallen (uitgekiende ontwerpen) kan de E-modulus van de grond in het terrein worden bepaald door middel van een pressiometer.

De in de berekening te hanteren materiaal- en schadefactoren worden in paragraaf 7.5 van de Leidraad gegeven.

##### A-5.2 Bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte $c_u$

Bij snelle belastingsverhoging verandert in een verzadigd pakket de gemiddelde korrelspanning niet.

Nu is het mogelijk om de grootst mogelijke schuifsterkte  $c_u$  te berekenen. Deze komt namelijk overeen met de straal van de bezwijkcirkel van Mohr (figuur A.6).



figuur A.6

Er geldt:

$$c_u = c' \cos(\phi') + p' \sin(\phi') \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.30})$$

waarin:

- $c'$  = gedraineerde cohesie [kPa]
- $\phi'$  = gedraineerde wrijvingshoek [graden]
- $p'$  =  $(\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ , de gemiddelde korrelspanning [kPa]
  - $\sigma'_v$  = verticale spanning [kPa]
  - $\sigma'_h$  = horizontale spanning. [kPa]

De voor belasting in de grond aanwezige verhouding tussen horizontale en verticale korrelspanning wordt  $K_0$  genoemd ( $K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$ )

Dan wordt:

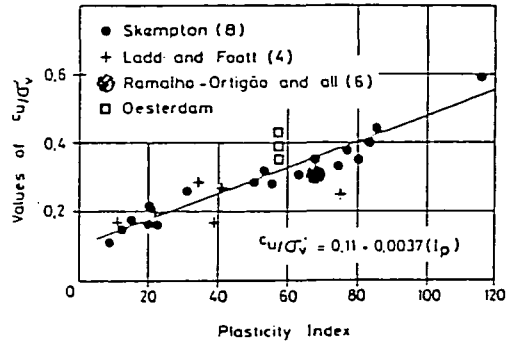
$$c_u = c' \cos(\phi') + A \sigma'_{v0} \sin(\phi') \quad [\text{kPa}] \quad (\text{A.31})$$

waarbij:

$$A = (1+K_0)/2 \quad [-] \quad (A.32)$$

Voor normaal geconsolideerde klei heeft  $K_0$  een waarde 0,5 à 0,7.

Skempton (lit. A.3) geeft een relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkte  $c_u$ , de korrelspanning  $\sigma'_v$  en de plasticiteitsindex  $I_p$  (figuur A.7).

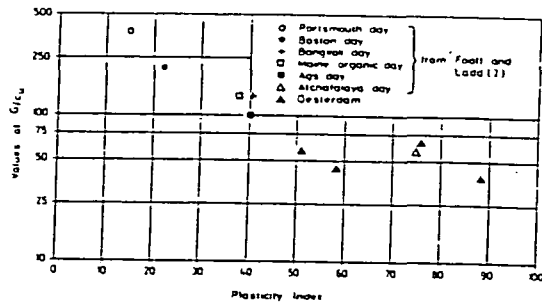


figuur A.7

Voor een eerste indruk kan figuur A.7 ook voor het benedenrivierengebied worden gehanteerd. Voorts kan de ongedraineerde schuifspanning worden afgeleid uit de sondeerwaarde of direct worden afgeleid uit de vinproef.

#### A-5.3 Glijdingsmodulus uit correlatie

In lit. A.4 wordt een relatie vermeld tussen de ongedraineerde glijdingsmodulus van klei,  $G$ ,  $c_u$  en de plasticiteitsindex (figuur A.8).



figuur A.8

Literatuur appendix A

- A.1 J.J. van Bijsterveld  
*Een toepassing van numerieke analyse bij tweedimensionale consolidatieproblemen.*  
L.G.M. mededelingen, deel XVII nr. 4, juni 1976.
- A.2 S. Hansbo, M. Jamiolkowski and L. Kok  
*Consolidation by vertical drains*  
Geotechnique, March 1981, pp 45-66.
- A.3 A.W. Skempton  
*Discussion on "the planning and design of the new Hong Kong airport" (Grace and Henry)*  
Proceedings Inst. Civil Eng. 7, 1957.
- A.4 R.J. Termaat, G.J.H. Vergeer and P.A. Vermeer  
*Failure by large plastic deformations*  
Proceedings 11<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., 1985.

APPENDIX B

TOETSING VEILIGHEID VAN EEN DIJKRING (waterstand en golven)

In het noordelijk deltabekken worden de waterstanden bepaald door rivierafvoeren, zeestanden, zeespiegelrijzing en lokale opwaaiing. Voor de dijktafelhoogte is voorts de golfoploop van belang, waarvoor onder andere ook windgegevens ter beschikking moeten zijn.

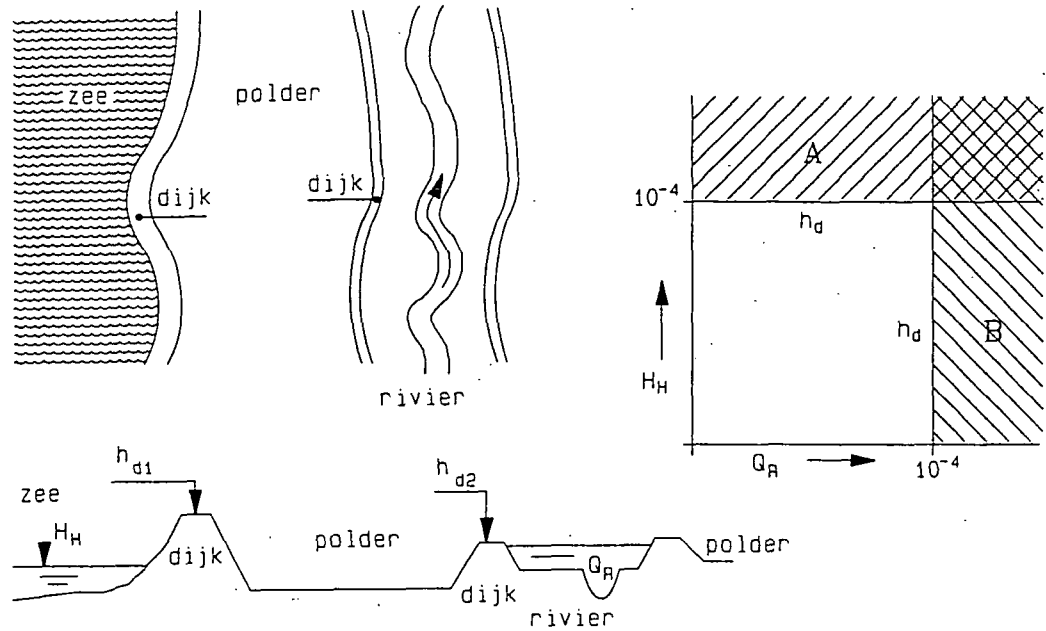
De volgende parameters zijn hierbij van belang:

- $Q_R$  en  $Q_M$ : afvoer Bovenrijn en Maas; [m<sup>3</sup>/s]
- $H_H$  : hoogwaterstand Hoek van Holland; [NAP +m]
- $R$  : windrichting; [graden]
- $u$  : windsnelheid. [m/s]

Als de kansverdelingen van al de afzonderlijke parameters bekend zijn, met hun onderlinge samenhang, zou een model kunnen worden gebouwd, waarbij de kansverdeling van de dijktafelhoogte van een dijkvak berekend kan worden. De dijktafelhoogte fungeert hier dan als het niveau dat juist wordt overschreden door een zekere hoeveelheid golfoverslag volgens vooraf gestelde criteria (bijv. 2%). Hieruit kan dan de hoogte worden bepaald die behoort bij een zekere overschrijdingsfrequentie gebaseerd op de vigerende veiligheidsnormen (bijv.  $10^{-4}$  per jaar). Als dit voor ieder dijkvak in een dijkkring wordt gedaan, wil dit zeggen dat ieder dijkvak in de dijkkring de vereiste veiligheid heeft, ofwel dezelfde kans op overbelasting ten gevolge van waterstand en golven. Het wil echter nog niet zeggen dat de dijkkring als geheel dezelfde kans op overbelasting heeft. Dit geldt alleen als de maatgevende belasting van alle dijkvakken van een gebied wordt veroorzaakt door één bedreiging, bijvoorbeeld de rivierafvoer.

Voorbeeld:

Als een gebied aan de ene zijde in het rivierengebied ligt en aan de tegenovergestelde zijde in het zeegebied en voor beide deelgebieden de norm  $10^{-4}$  per jaar geldt, dan wordt de veiligheid c.q. inundatiefrequentie van het gebied iets minder dan  $2 \cdot 10^{-4}$  per jaar als het optreden van hoge rivierstanden onafhankelijk is van het optreden van stormvloed, zie figuur B.1.



figuur B.1

$$\begin{aligned}
 h_d &= \text{dijktafelhoogte} \\
 A = P(h > h_{d1}) \text{ t.g.v. } H_H &= 10^{-4} \text{ per jaar} \\
 B = P(h > h_{d2}) \text{ t.g.v. } Q_R &= 10^{-4} \text{ per jaar} \\
 &+ \\
 \text{gebiedsveiligheid} &= 2 \cdot 10^{-4} \text{ per jaar, dat wil zeggen gemiddeld eens per 5.000 jaar}
 \end{aligned}$$

$$(P(A \text{ en } B \text{ tegelijkertijd}) = 10^{-10}, \text{ dat wil zeggen verwaarloosbaar})$$

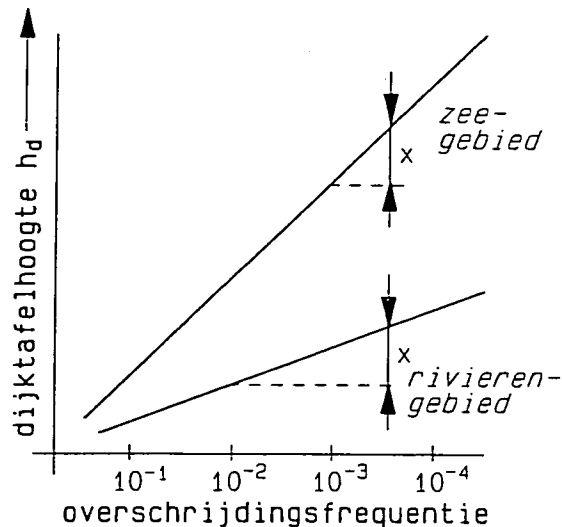
$h_d$  wordt enerzijds overschreden door  $10^{-4}$  omstandigheden op zee en anderzijds door  $10^{-4}$  omstandigheden op de rivier.

Het is niet mogelijk een eenduidige methode te geven, waarbij gegeven de veiligheidsnorm voor het gebied de kruinhoogten voor de dijkvakken afzonderlijk kunnen worden berekend. In het zojuist beschreven voorbeeld kan de vereiste gebiedsveiligheid van  $10^{-4}$  per jaar gehaald worden door de norm voor de twee dijken  $d_1$  en  $d_2$  afzonderlijk op  $5 \cdot 10^{-5}$  per jaar te stellen of  $2 \cdot 10^{-5}$  per jaar en  $8 \cdot 10^{-5}$  per jaar, enz. Er zijn dus meer oplossingen mogelijk voor de dijktafelhoogten.

Voorbeeld:

In het rivierengebied is de bijdrage van de golfoploop aan de dijktafelhoogte in het algemeen minder dan in het zeegebied. De overschrijdingsfrequentielijn van de golfoploop voor een dijkvak in het rivierengebied loopt dus in het algemeen flauwer dan die voor de dominante windrichting in het zeegebied. Als na samenstelling met de overschrijdingslijn voor de waterstanden blijkt dat de overschrijdingslijn voor de kruinhoogte in het zeegebied steiler loopt dan die in het rivierengebied dan hebben verlagingen c.q. verhogingen in het zeegebied relatief gezien minder invloed op de gebiedsveiligheid dan bij een dergelijke aanpassing in het rivierengebied (figuur B.2).

In de praktijk kunnen de hellingen een andere systematiek vertonen. In het onderhavige geval is alleen sprake van een sterk gestileerd voorbeeld.



figuur B.2

Als een dijkkring voor een klein deel in het rivierengebied ligt, kan met een relatief geringe inspanning de gebiedsveiligheid sterk verhoogd worden.

Voor het voorbeeld als in figuur B.2, waarbij de deelveiligheid van de afzonderlijke gebieden  $10^{-4}$  is, geldt (figuur B.3).

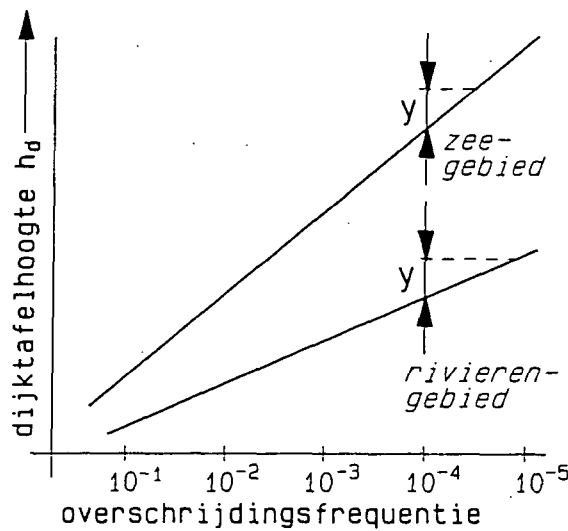


Verhoging van  $h_d$  met  $y$  in het rivierengebied alleen

- deelveiligheid rivierzijde wordt  $10^{-5}$  per jaar
  - deelveiligheid zeegebied  $10^{-4}$  per jaar
- } gebiedsveiligheid  
=  $1,10 \cdot 10^{-4}$  p.jaar  
(eens per 9.000 jaar)

Verhoging van  $h_d$  met  $y$  in het zeegebied alleen

- deelveiligheid wordt  $4 \cdot 10^{-5}$  per jaar
  - deelveiligheid rivierengebied  $10^{-4}$  per jaar
- } gebiedsveiligheid  
=  $1,4 \cdot 10^{-4}$  p.jaar  
(eens per 7.000 jaar)



figuur B.3

Een gebied moet dus steeds in zijn geheel worden bekeken, waarbij de dijktafelhoogten uiteindelijk kunnen volgen uit een optimaliseringsproces. Hierbij kunnen economische, cultureel-landschappelijke of andere criteria het proces beïnvloeden.

Als begaanbare weg wordt gekozen dat in ieder geval moet worden getoetst of bij een gegeven serie dijktafelhoogten van een dijkkring de gebiedsveiligheid voldoet aan de norm. In eerste instantie wordt daarbij uitgegaan van een gelijkmatige kansverdeling over de dijkkring. De methode waarmee de dijktafelhoogten worden berekend is dan in dat geval secundair. Primair is of de hieruit volgende gebiedsveiligheid voldoet. Proberenderwijs kan eventueel nog worden uitgekend waar en over welke lengte  $x$  dm dijkverhoging c.q. -verlaging met meeste effect heeft op de

gebiedsveiligheid. Daaruit wordt dan duidelijk in welke mate de afzonderlijke dijkvakken bijdragen aan de totale gebiedsveiligheid.

Het zal duidelijk zijn dat de gemiddelde dijkhoogte van een dijkring die bedreigd wordt door zowel de zee als een rivier of een meer bij een gebiedsbenadering enigszins hoger zal uitkomen dan wanneer de dijkvakken afzonderlijk op de maatgevende frequentie (ontwerppeil) worden ontworpen.

Bij toetsing op overbelasting om de gebiedsfrequentie te bepalen ligt het voor de hand de overslagdebieten te gebruiken als gedefinieerd in deel 1 van de *Leidraad*. Deze kunnen verschillen per dijkvak. Als uitgangspunt wordt aangehouden dat de te hanteren debieten het begin van falen van een dijk inhouden.

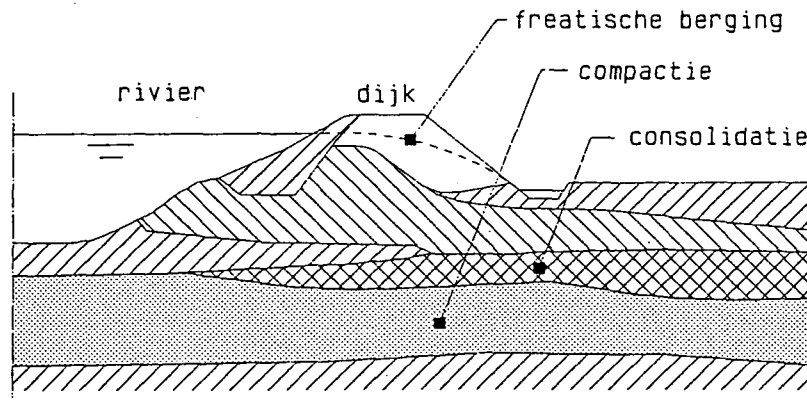
Als dit gedaan wordt dan blijkt de verhoging ten gevolge van het overgaan op een gebiedsbenadering weer grotendeels te worden vereffend door bij toetsing de criteria van overbelasting volgens deel 1 te gebruiken.

APPENDIX C

EENVOUDIGE GEVALLEN VAN TIJDSAFHANKELIJKE GRONDWATERSTROMING

C-1 Getijderespons in het watervoerend pakket onder dijken

Het proces van de voortplanting van waterspanningen in een zandlaag onder een dijk naar het achterland vertoont gelijkenis met de verspreiding van warmte. Er is sprake van bergingscapaciteit, die de respons dempt en vertraagt. In principe zijn er bij grondwaterstroming drie typen berging te onderscheiden: freatische berging, elastische berging in kleilagen (consolidatie) en elastische berging in zandlagen (compactie) (figuur C.1).



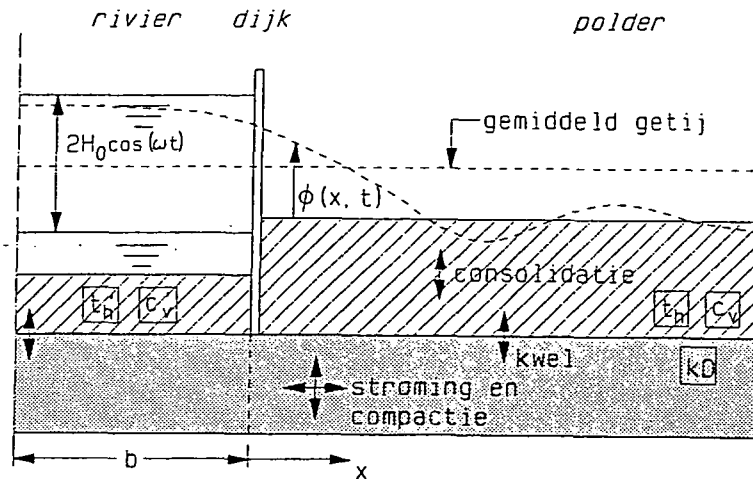
figuur C.1

Bij de meeste Nederlandse dijken is consolidatie in de klei het belangrijkste. Als de dijk deels uit zand bestaat en in direct contact is met de watervoerende diepere zandlagen is bovendien freatische berging in de zanddijk belangrijk. De beschrijving van freatische berging is voor relatief kleine fluctuaties bij benadering identiek aan die van consolidatie. Slechts de betekenis van de consolidatiecoëfficiënt behoeft aanpassing:

$$c_v \approx kD/n \quad [m^2/s] \quad (C.1)$$

waarin  $kD$  het doorlaatvermogen voorstelt en  $n$  de effectieve porositeit.

Een dijk op een klei-zand pakket wordt geschematiseerd tot een systeem waarbij er sprake is van verticale elastische consolidatie in de klei en elastische compactie in het zand (verticale elastische deformatie bij horizontale stroming) (figuur C.2). Voor veel Nederlandse situaties onder dijken blijkt het zandpakket relatief stijf en mag de elastische berging ervan worden verwaarloosd. Hiermee wordt de schematisering en de wiskundige formulering aanzienlijk eenvoudiger.



figuur C.2

Dit geschematiseerde beeld is relevant voor situaties waarin de lengte-hoogte verhoudingen groot zijn. Uitgaande van een initiële stationaire stromingssituatie wordt nagegaan wat een cyclische waterstandsvariatie van de rivier volgens  $H_0 \cos(\omega t)$  in de ondergrond teweegbrengt aan extra waterspanningen.

Uitwerking van de getijderespons voor een dijkprofiel met voorland (figuur C.2) levert voor de potentiaal in de zandlaag in het achterland de volgende formule op (lit. C.5):

$$\phi(x, t) = H_0 \exp[-x/\lambda_\omega - \Delta] \cos[\omega t - \alpha x/\lambda_\omega - \eta] \quad \text{voor } x > 0 \quad (\text{C.2})$$

met:

$$\Delta = \ln[\sqrt{1+m^2+2m \cos(\theta)}] \quad [-] \quad (\text{C.3})$$

$$\eta = \text{atan}[-m \sin(\theta)/(1+m \cos(\theta))] \quad [-] \quad (\text{C.4})$$

$$m = (\lambda'_\omega / \lambda_\omega) f[b/\lambda'_\omega] \quad [-] \quad (C.5)$$

$$\alpha = 0.414 \quad [-]$$

$$\lambda_\omega = 1.082 \lambda / \sqrt[4]{t_h \omega} \quad [m] \quad (C.6)$$

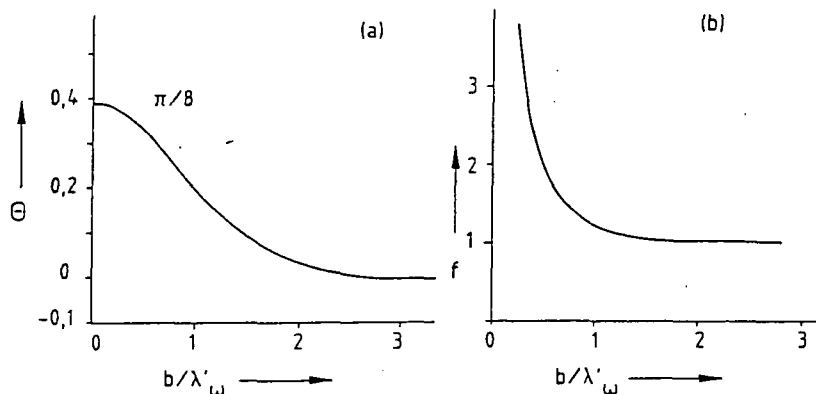
$$\lambda'_\omega = 1.082 \lambda' / \sqrt[4]{t'_h \omega} \quad [m] \quad (C.7)$$

$$\theta = \theta[b/\lambda'_\omega] \quad [-] \quad (C.8)$$

waarin:

- $\lambda = \sqrt{[kDC]}$  (stationaire) lekfactor [m]
- $kD =$  doorlaatvermogen van het zandpakket [m<sup>2</sup>/s]
- $C = d'/k' =$  weerstand afdekkend pakket [s]
- $d' =$  dikte afdekkend pakket [m]
- $k' =$  doorlatendheid afdekkend pakket [m/s]
- $t_h = d^2/c_v$  hydrodynamische periode van de toplaag [s]
- $b =$  halve rivierbed-breedte [m]
- $\omega = 2\pi/T =$  hoekfrequentie [rad.s<sup>-1</sup>]

De parameters met een accent hebben betrekking op eigenschappen van het voorland. In bovenstaande oplossing is aangenomen dat de zandlaag in voor- en achterland identiek is. De toplaag is verschillend aangenomen. Tevens is verondersteld dat de hydrodynamische periode groot is ten opzichte van de cyclustijd van de belasting:  $t_h \omega > 1$  en  $t'_h \omega > 1$ . Hieraan is in de meeste situaties voldaan. Het verband  $f[b/\lambda'_\omega]$  en  $\theta[b/\lambda'_\omega]$  is in figuur C.3 weergegeven.



figuur C.3

Uit deze grafieken blijkt dat afhankelijk van de voorlandweerstand er voorijling kan optreden ( $\eta < 0$ ) over het traject  $0 < x < -2.4\eta\lambda_\omega$ . Met voorijling wordt bedoeld dat het maximum van de respons iets eerder optreedt dan het maximum van de belasting. Deze op zichzelf eigenaardig aandoende constatering (lit C.7) is beperkt, aangezien de respons wel de tendens van de belasting volgt.

Voor een relatief brede rivier ( $b/\lambda'_\omega > 2$ ) blijkt dat  $\eta = 0$  en  $\Delta = \ln[1 + \lambda'_\omega/\lambda_\omega]$ . Dit betekent dat het voorland nauwelijks extra vertraging geeft, maar wel een belangrijke demping ter grootte van  $1/(1 + \lambda'_\omega/\lambda_\omega)$ . Het rechtvaardigt de conclusie dat de geobserveerde demping van de respons de meest geschikte grootte is om een situatie te analyseren.

#### C-2 Bepaling van $\lambda_\omega$ en $\lambda'_\omega$ uit peilbuiswaarnemingen

Voor cyclische belasting kan het geohydrologisch gedrag volledig worden vastgesteld op basis van een analyse van maximale waarden van gemeten peilbuiswaarnemingen. De toepassing van de gepresenteerde formule kan geschieden in twee stappen op basis van eenvoudige peilbuiswaarnemingen:

1. bepaling van de cyclische lekfactor  $\lambda_\omega$  van het achterland;
2. bepaling van de cyclische lekfactor  $\lambda'_\omega$  van het voorland.

Voor de eerste stap kan een gemiddelde waarde voor  $\lambda_\omega$  bepaald worden met de volgende formule (gebaseerd op de methode der kleinste kwadraten):

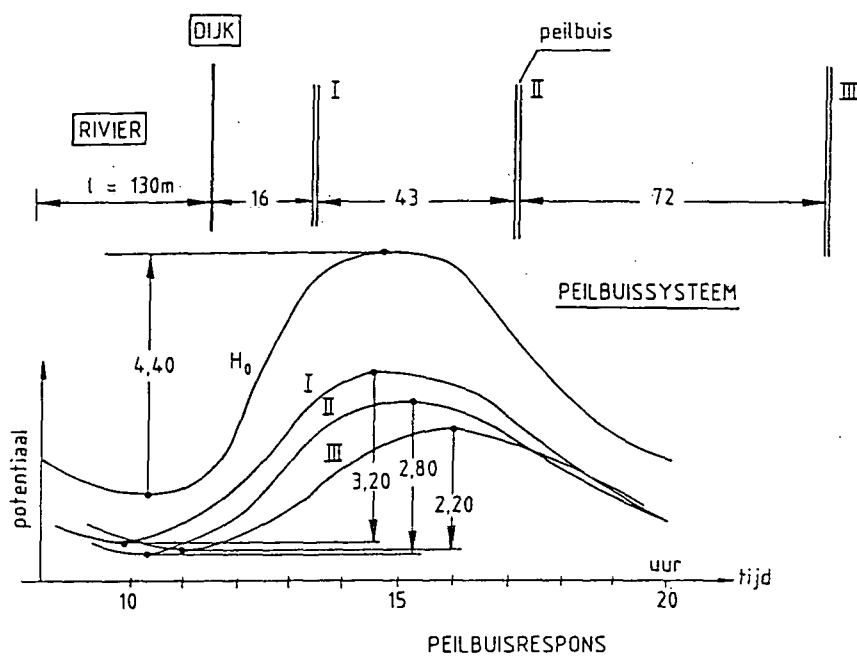
$$\lambda_\omega = \frac{\sum [x_{ij}]^2}{\sum [x_{ij} \ln\{|\phi_i/\phi_j|\}]} \quad [m] \quad (C.9)$$

waarin  $x_{ij}$  de afstand is tussen peilbuis i en j (gemeten loodrecht op de dijkas) en  $\phi$  de amplitude van de respons gemeten in de betreffende peilbuis. Minstens twee peilbuizen dienen tijdelijk in het achterland te worden geplaatst.

Voor de tweede stap wordt de eerder gegeven formule (C.1a) gebruikt met behulp van een iteratieve methode. Meestal zijn een paar slagen voldoende.

In figuur C.4 is een praktische toepassing uitgewerkt. Er zijn drie peilbuizen geplaatst in het achterland. Het is mogelijk om drie paar peilbuiswaarnemingen te correleren. Dit geeft voor de cyclische lekfactor voor het achterland:

$$\lambda_{\omega} = \frac{43^2 + 72^2 + 115^2}{43 \ln\left[\frac{3.2}{2.8}\right] + 72 \ln\left[\frac{2.8}{2.2}\right] + 115 \ln\left[\frac{3.2}{2.2}\right]} = 306 \text{ [m]}$$



figuur C.4

Vervolgens wordt een keus gedaan voor de lekfactor van het voorland:  $\lambda'_{\omega} = 195$  m. Gebruik makend van de grafieken volgt  $\theta=0.29$  en  $f=1.57$ .

Hiermee wordt  $m=1.0$  en  $\eta=-0.146$  en  $\Delta=0.683$ . De waarde van  $\eta$  geeft aan dat er voorijling optreedt tot  $x=108$  m. De meting in figuur C.2A geeft echter aan dat dit zich voordoet over een kleiner traject. De demping in peilbuis I ten opzichte van de rivier wordt  $\exp[-16/306 - 0.683] = 0.480$ , echter de meting toont 0.727. Dus  $\lambda'_{\omega}$  is kleiner dan de geschatte 195 m. Een volgende keus is 130 m, enzovoort. In onderstaande tabel zijn de iteratiestappen uitgewerkt. Tenslotte blijkt de lekfactor van het

voorland 90 m. Het traject waarover voorijling (de maximale stand treedt eerder op dan die van de rivier) wordt 20 m, hetgeen goed aansluit bij de meting. Het resultaat van deze berekening is, dat voor dit profiel de respons voor een getijde wordt gekarakteriseerd met de volgende waarden bij  $\omega=0.000145$  (getijde):  $\lambda_\omega = 306$  m;  $\lambda'_\omega = 90$  m;  $\eta = -0.027$  rad;  $\Delta = 0.268$ . De peilbuizen hebben in principe hun taak gedaan.

Tabel C.1

peilbuis -->								
						I	II	III
$\lambda'_\omega$	$\theta$	f	m	$\eta$	$\Delta$	$\phi_I/\phi_0$	$\phi_{II}/\phi_0$	$\phi_{III}/\phi_0$
195	0.29	1.57	1.00	-0.146	0.683	0.480		
130	0.20	1.20	0.51	-0.068	0.408	0.631		
100	0.14	1.06	0.35	-0.036	0.296	0.706		
90	0.114	1.05	0.31	-0.027	0.268	0.726	0.631	0.499
meting -->						0.727	0.636	0.500

Voor andere belastingsfrequenties is gebruik te maken van de gevonden lekfactoren. Immers voor de gegeven situatie zullen  $\lambda$  en  $t_h$  niet veranderen, zodat geldt:

$$\Omega = \lambda_\omega \sqrt[4]{\omega} \text{ is constant en } \Omega' = \lambda'_\omega \sqrt[4]{\omega} \text{ is constant} \quad (C.10)$$

Voor het voorbeeld geldt:

$$\Omega = 306 \sqrt[4]{0.000145} = 33.6 \text{ en } \Omega' = 90 \sqrt[4]{0.000145} = 9.88$$

In het voorbeeld blijkt  $\theta=0$ . Dit maakt de analyse eenvoudiger. De formule wordt nu voor de amplitude in het achterland:

$$\hat{\phi}(x, \omega) = H_0 \exp[-x \sqrt[4]{\omega}/\Omega] / (1 + \Omega'/\Omega) \quad (C.11)$$

Voor andere waarden van  $\omega$  is de bijbehorende amplitude eenvoudig vast te stellen. Uitwerking voor de amplitude-damping op positie  $x$  bij frequentie  $\omega$  uitgaande van een gemeten gedrag op positie  $x_m$  bij frequentie  $\omega_m$  geeft:

$$\frac{\hat{\phi}(x, \omega)}{H_0} = A \left\{ \frac{\hat{\phi}(x_m, \omega_m)}{H_{0m}} \right\}^B = A \left\{ \frac{H_m}{H_{0m}} \right\}^B \quad (C.12)$$



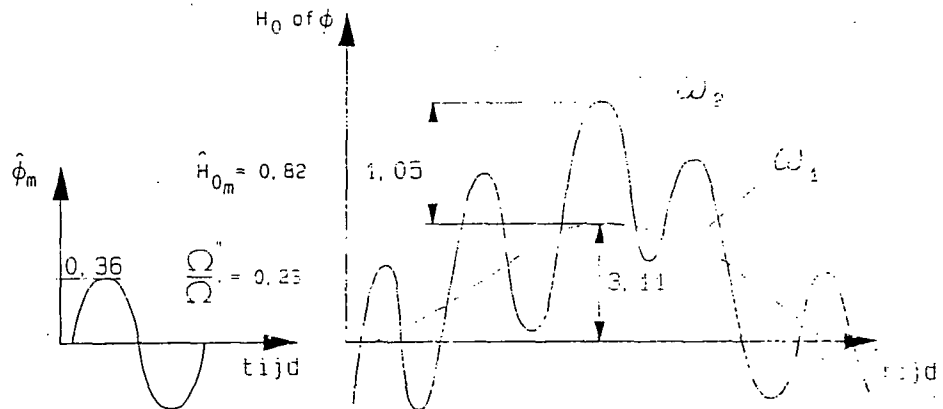
met  $A = (1 + \Omega' / \Omega)^{B-1}$  (C.13)

en  $B = \frac{x}{x_m} \sqrt[4]{\left[\frac{\omega}{\omega_m}\right]}$  (C.14)

waarin de suffix m op de meting slaat. De aanname  $\hat{\rho} = 0$  is niet essentieel. In het algemeen kan de uitgebreide formule worden gebruikt door de vastgestelde constanten  $\Omega$  en  $\Omega'$  consequent in de formules te substitueren.

Ook superpositie is mogelijk, mits de gestelde aannamen blijven gelden: toplaag relatief dik en geen geometrische effecten (grenspotentiaal).

Veelal is een willekeurige hoogwaterbelasting in een beperkt aantal frequenties te verdelen. Aangezien de respons van het beschouwde systeem voor wat betreft de maximale waarde direct reageert, is het geoorloofd de totale maximale respons vast te stellen door de afzonderlijke reacties op de verschillende frequenties te superponeren. Hiervoor is slechts een in situ meting met minstens twee peilbuizen in het achterland voor een gewone belasting voldoende.



figuur C.5

Als voorbeeld wordt een hoogwaterbelasting met getijde geanalyseerd met informatie uit een 13-uurs peilbuismeting (zie figuur C.5). De maximale waterspanning in de zandlaag wordt:

$$\hat{\phi}(x) = \hat{\phi}(x, \omega_1) + \hat{\phi}(x, \omega_2) = \frac{\hat{\phi}(x, \omega_1)}{H_{01}} H_{01} + \frac{\hat{\phi}(x, \omega_2)}{H_{02}} H_{02} =$$

$$= A_1 \left\{ \frac{H_m}{H_{0m}} \right\}^{B_1} + A_2 \left\{ \frac{H_m}{H_{0m}} \right\}^{B_2} \quad [m] \quad (C.15)$$

Voor een positie  $x = x_m$ ,  $\omega_m = 0.000145$  (getijde) en  $\omega_1 = \omega_m$  en  $\omega_2 = 0.3 \omega_m$  volgt:

$$B_1 = \sqrt[4]{[\omega_1/\omega_m]} = 1,0 \quad \text{en} \quad B_2 = \sqrt[4]{[\omega_2/\omega_m]} = \sqrt[4]{[0,3]} = 0,74$$

Met  $\Omega'/\Omega = 0,23$  volgt voor A:

$$A_1 = (1+0,23)^{0,0} = 1,0 \text{ m} \quad \text{en} \quad A_2 = (1+0,23)^{0,74-1} = 0,948 \text{ m.}$$

Met  $H_m/H_{0m} = 0,44$  volgt voor de maximale waterspanning op positie  $x=x_m$ :

$$\hat{\phi}[x_m] = 1 (0,44)^{1,0} 1,05 + 0,948 (0,44)^{0,74} 3,11 = 0,464 + 1,0606 = 2,07 \text{ m.}$$

Deze methode is ook geschikt om de actuele sterkte van een dijk op grond van in het verleden doorstane waterhoogten vast te stellen.

### C-3 Aanpassing van waterspanningen in een kleilaag met elastische berging

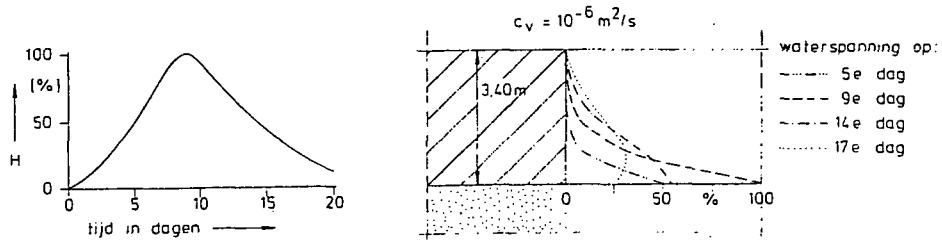
De aanpassing van de waterspanningen  $u$  in een kleilaag aan een wijziging van de randvoorwaarden, zoals bijvoorbeeld de waterspanning in een onderliggende watervoerende zandlaag, kan geruime tijd duren. Dit aanpassingsproces wordt beschreven door de vergelijking (eendimensionale consolidatie bij constante bovenbelasting):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad [m/s] \quad (C.16)$$

$$\text{met: } c_v = \frac{k}{\rho g(m_v + nB)} \quad (\text{consolidatiecoëfficiënt}) \quad [m^2/s] \quad (C.17)$$

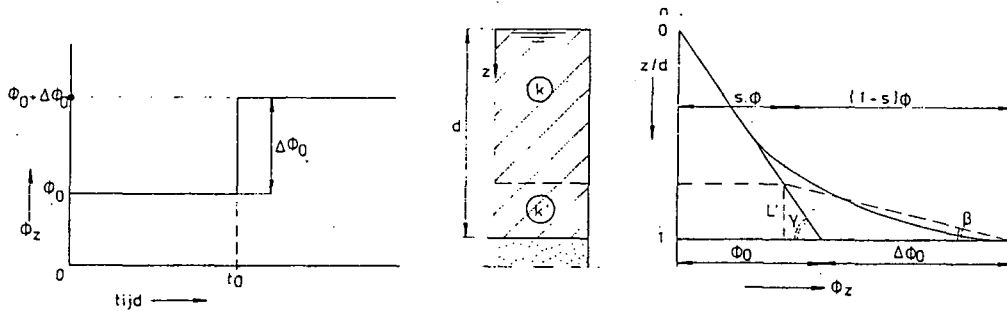
Afhankelijk van de ingevoerde randvoorwaarden zijn er analytische oplossingen bekend, die soms gecompliceerd zijn.

Een voorbeeld van de aanpassing van de waterspanningen in een kleilaag bij een gegeven drukgolf in de zandondergrond is weergegeven in figuur C.6.



figuur C.6

In lit. C.3 is een eenvoudige benaderingsmethode gegeven voor de aanpassing van de waterspanningen  $\phi$  in een kleilaag aan een plotselinge constante wijziging van de potentiaal  $\Delta\phi$  in een onderliggende zandlaag (figuur C.7). De afwijking ten opzichte van de exacte, gecompliceerde oplossing bedraagt enige procenten.



figuur C.7

De aanpassing van de waterspanning  $\phi$  in de kleilaag wordt:

$$\phi(z, t) = \phi_0[z] + \rho g \Delta\phi \frac{\sinh\left[\frac{(1-z/d)\sqrt{(2T)}}{1}\right]}{\sinh\left[\frac{1\sqrt{(2T)}}{1}\right]} \quad [m] \quad (C.18)$$

met:

$$T = t/t_h \text{ en} \quad [-] \quad (\text{C.19})$$

$$t_h = d^2/c_v \quad [\text{s}] \quad (\text{C.20})$$

Hierin is  $\phi_0$  de waterspanning voor de sprong  $\Delta\phi$ , die op tijdstip  $t=0$  optreedt,  $z$  is de plaatshoogte gemeten vanaf de onderkant van de kleilaag,  $f$  een dimensieloze tijd,  $t_h$  de hydrodynamische periode en  $d$  de effectieklagdikte. Aan de bovenkant van de kleilaag blijft de situatie ongewijzigd (polderpeil).

Deze oplossing is alleen geldig voor de gestelde verandering van de potentiaal in de zandlaag: een plotselinge constante sprong. In de praktijk komt deze situatie maar zelden voor. Meestal is er sprake van een tijdsafhankelijke verhoging. Ook dan zijn er eenvoudige oplossingen mogelijk (zie verder).

De genoemde oplossing geeft inzicht in de voortgang van het proces met de tijd. In de onderrand van de kleilaag zullen aanpassingen van de waterspanningen het eerst merkbaar zijn. Voortschrijding naar boven in de kleilaag kan worden uitgedrukt in een tijdsafhankelijke invloedslengte  $\delta$ . Als  $\delta$  dieper in de toplaag de invloed van de waterspanningsverhoging in het zand tot ongeveer 5% is afgenomen, geldt de volgende uitdrukking:

$$\delta \cong 4d\sqrt{T} = 4\sqrt{c_v t} \quad [\text{m}] \quad (\text{C.21})$$

voor  $T < 1$  of  $t_h > t$ .

Hieruit volgt, dat voor een tijdsduur van de potentiaalverhoging in de zandlaag, die klein is ten opzichte van de consolidatieperiode van de kleilaag, de invloedslengte  $\delta$  klein is ten opzichte van de laagdikte  $d$ . Het effect is alleen in het onderste gebied van de kleilaag te merken.

Voor tijdsafhankelijke potentiaalvariaties in de zandlaag levert het in beschouwing nemen van het consolidatieproces in de kleilaag voor de beoordeling van de stabiliteit van een dijkprofiel winst op, aangezien de waterspanningen bij een stationaire beschouwing hoger zullen uitkomen. Dit voordeel treedt op als  $T < 1$ . Hierbij dient de juiste waarde van de consolidatiecoëfficiënt te worden ingevoerd. Bij toename van de waterspanningen nemen de effectieve spanningen af. In dat geval moet de  $c_v$ -waarde voor ontlasten worden gehanteerd. Deze is gewoonlijk groter dan die voor belasten. Voor  $T > 1$  ligt een stationaire aanpak voor de hand.

Ook de cyclische aanpassingen van de waterspanningen in de toplaag hangen samen met de daar veroorzaakte consolidatie. Op grond van de maximale (amplitude) waterspanning in de zandlaag kan bij cyclische belasting de maximale (amplitude) waterspanning in de toplaag met de volgende formules worden bepaald:

$$\hat{\phi}[x, z, \omega] = \phi_0 + \rho g \hat{\phi}[x, \omega] \exp[-z/\delta_\omega] \quad [m] \quad (C.22)$$

$$\text{met: } \delta_\omega = \sqrt{[2c_v/\omega]} \quad [m] \quad (C.23)$$

waarin  $\hat{\phi}[x, \omega]$  de amplitude is van de waterspanning in de zandlaag. Voor verschillende frequenties kan de respons worden gevonden met superpositie. Men bedenke wel dat de maximale aanpassing niet overal op hetzelfde tijdstip plaats vindt (zie lit. C.1).

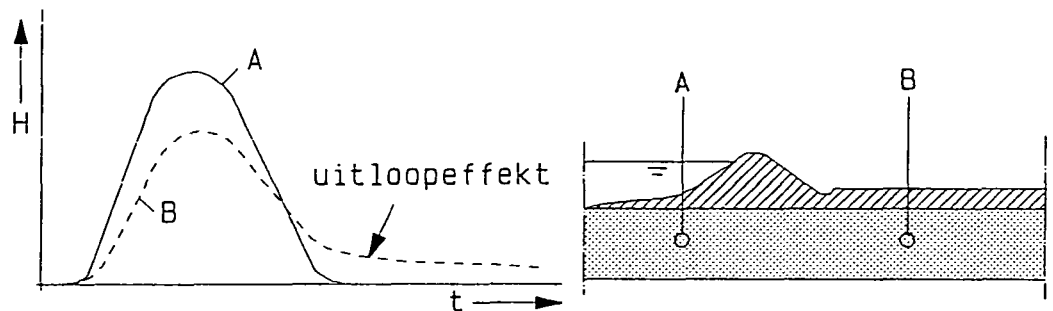
#### C-4 Naijling

De respons van waterspanningen in een zandvoerende laag onder een dijk op een tijdelijke hoogwater kan worden gesimuleerd door een frequentie-analyse, zoals in het vorige deel is uiteengezet. Hierbij wordt de vorm van de hoogwatervariatie in de tijd door een of meerdere halve sinusvormige belastingen opgebouwd gedacht. Bij de analyse wordt dan voor iedere frequentie een harmonische respons aangenomen, alsof die frequentie voortdurend optreedt.

Een andere meer accurate methode is door gebruik te maken van superpositie van kleine sprongstappen en zo de actuele hoogwatervariatie te volgen. Nadere beschouwing laat zien dat beide methoden nauwelijks verschil tonen in het gebied waar er sprake is van toename in de waterspanning. Ook het maximum van de respons is nagenoeg identiek.

Echter bij afname van het hoogwater blijkt de superpositie-methode tot een significante vertraging te leiden. Ook metingen tonen overduidelijk dit gedrag. De frequentie-analyse geeft dit niet.

Voor dit fenomeen is een fysische verklaring te geven. De vertraging of najling wordt veroorzaakt door de bergingscapaciteit van het systeem. Deze wordt bij belasten als het ware gevuld, daarbij gestuwd door de buitenwaterstand. Bij ontlasten valt die stuwung weg. De opgebouwde berging zal wegvloeien, daarbij aangedreven door de geborgen waterhoeveelheid zelf, die met de tijd afneemt. In figuur C.8 is dit proces verduidelijkt.



figuur C.8

Men kan zich voorstellen dat juist in de najling het karakteristieke gedrag van de berging zit opgesloten. In principe is dit te ontsluiten. Hierbij lijkt de informatie uit peilbuiswaarnemingen niet voldoende (lit. C.4). Voor stabiliteit van dijken is het gedrag bij maximaal hoogwater doorslaggevend. De frequentieanalyse is hiervoor geschikt.

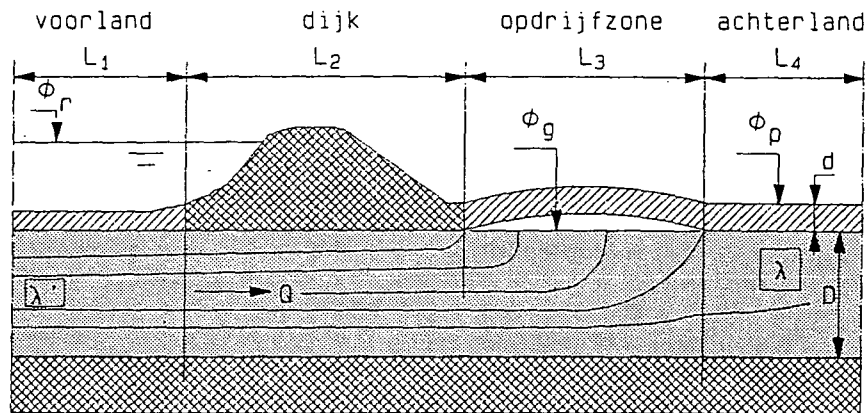
#### C-5 Opdrijven bij stationaire stroming

Opdrijven is een fenomeen dat wordt waargenomen in de natuur. Het wordt veroorzaakt door een lokale wateroverdruk onder een relatief ondoorla-

tende afdeklaag, welke net zo groot is als de druk uitgeoefend door het eigen gewicht van die afdeklaag zelf. Door het opdrijven ontstaat er een waterfilm tussen de top laag en de onderliggende watervoerende laag. De lengte van die zone hangt samen met de geohydrologische situatie en de belasting. Aangezien er alleen water in die zone voorkomt onder een constante potentiaal, de grenspotentiaal geheten, en er in die zone geen schuifweerstand is, is opdrijven van groot belang voor de beoordeling van de stabiliteit.

In lit. C.6 is een formule afgeleid voor de opdrijf lengte bij stationaire toestand en beoordeeld op basis van geavanceerde analyse.

De analyse toont aan dat de formule een bovengrens aangeeft. Bij de schematisering die ten grondslag ligt aan die formule wordt uitgegaan van een tweelagensysteem, zoals weergegeven in figuur C.9.



figuur C.9

Er zijn drie gebieden te onderscheiden: voorland, dijk met opdrijfzone en achterland. Voorland en achterland zijn oneindig uitgestrekt aangenomen (in lit. C.2 is een eindig achterland beschouwd). Strooming in de zandlaag is horizontaal. Strooming onder de dijk en nabij de opdrijfzone is twee-dimensionaal. Consolidatie in de afdeklaag wordt niet beschouwd: er treedt stationaire lek op. De opdrijf lengte  $L_3$  kan worden bepaald met behulp van de volgende iteratieve formule:

$$L_3^{m+1} = \frac{2D}{\pi} \operatorname{arccosh} \left[ 1 / \sin \left[ \frac{D(\phi_g - \phi_p)}{\lambda(\phi_r - \phi_g)} \right] \left\{ \frac{\pi \lambda'}{2D} + \operatorname{arcsinh} \left[ \frac{\sinh[(L_2 + L_3^m)\pi/2D]}{\cosh[L_3^m\pi/2D]} \right] \right\} \right] \quad [m] \quad (C.24)$$

Hierin is m de iteratiestap. Voor de betekenis van de parameters wordt verwezen naar figuur C.9. Meestal zijn slechts enkele iteraties voldoende om een nauwkeurige waarde voor  $L_3$  te vinden.

Als er geen voorland is geldt  $\lambda' = 0$ . Het is ook mogelijk dan rekening te houden met radiale stroming. Dit kan worden gerealiseerd door voor  $\lambda'$  te stellen:  $\lambda' = 0,44 D$ .

In de meeste gevallen is de opdrijf lengte kleiner dan de dijkbasis  $L_2$ , dus:  $L_3 < L_2$ . Ook zal de opdrijf lengte meestal kleiner zijn dan de dikte van het zandpakket, dus:  $L_3 < D$ . Beide veronderstellingen vereenvoudigen bovenstaande formule aanzienlijk. Er geldt dan:

$$L_3 = \frac{2D}{\pi} \ln \left[ \cotg \left[ \frac{\phi_g - \phi_p}{\phi_r - \phi_g} \frac{\pi(L_2 + \lambda')}{4\lambda} \right] \right] \quad [m] \quad (C.25)$$

De veronderstelling  $L_3 < L_2, D$  is vervolgens eenvoudig te controleren.

Voor de situatie waarbij nog net geen opdrijven optreedt ( $L_3 \rightarrow 0$ ) leidt tot de zogeheten kritieke potentiaal  $\phi_k$ :

$$\phi_k = \frac{L_2 + \lambda' + \lambda}{\lambda} \phi_g - \frac{L_2 + \lambda'}{\lambda} \phi_p \quad [m] \quad (C.26)$$

Als de potentiaal van de rivierstand  $\phi_r$  onder de kritieke potentiaal  $\phi_k$  blijft treedt er geen opdrijven op. Zo niet, dan treedt er opdrijven op.

Een rekenvoorbeeld. De volgende waarden zijn gekozen:

breedte dijkbasis	$L_2 = 100 \text{ m}$
dikte watervoerend pakket	$D = 10 \text{ m}$



dikte afdeklaag voor	$d' = 1 \text{ m}$
dikte afdeklaag achter	$d = 2 \text{ m}$
doorlatendheid zand	$k = 1.10^{-4} \text{ m/s}$
doorlatendheid klei voor	$k'' = 4.10^{-7} \text{ m/s}$
doorlatendheid klei achter	$k' = 1.10^{-7} \text{ m/s}$
polderpeil	$\phi_p = 0,0 \text{ m}$
grenspotentiaal	$\phi_g = 3,0 \text{ m}$
rivierpotentiaal varieert	$\phi_r = 4,0 \text{ tot } 14,0 \text{ m}$

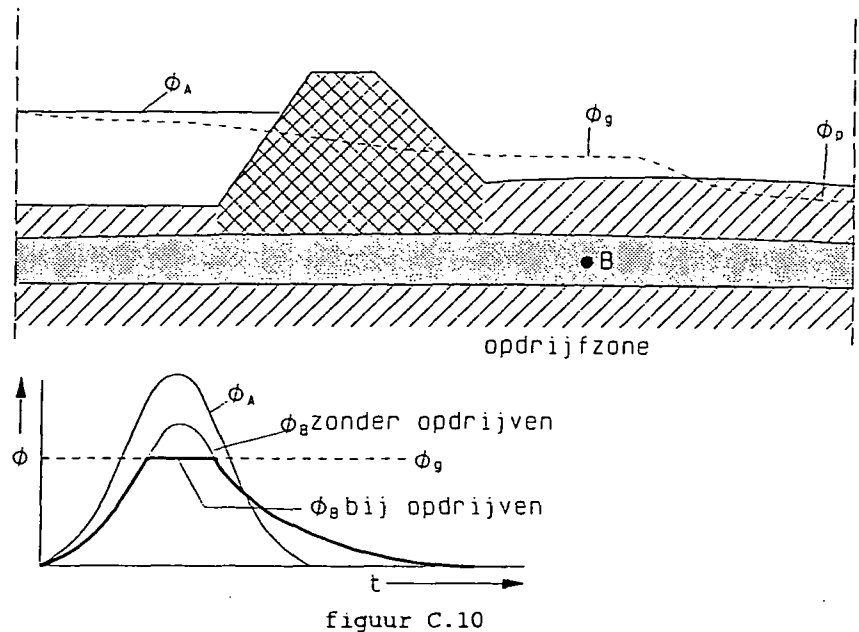
Voor de lekfactor van het achterland volgt:  $\lambda = 141 \text{ m}$  en voor het voorland  $\lambda' = 50 \text{ m}$ . De kritieke rivierpotentiaal voor opdrijven blijkt:  $\phi_k = 6,19 \text{ m}$ . Uitwerking voor de opdrijflengte  $L_3$  geeft:

Tabel C.2 Opdrijflengte

rivierstand	eenvoudige formule opdrijflengte $L_3$	iteratieve formule opdrijflengte $L_3$
4,0	-	-
6,0	-	-
8,0	3,83	3,69
10,0	6,18	6,09
12,0	7,87	7,80
14,0	9,18	9,13

Bovenstaande formules zijn gebaseerd op horizontale stroming in het voor- en achterland. Deze aanname leidt ertoe dat de resultaten grotere waarden opleveren, in orde 25% à 200% te groot. Het verschil wordt groter bij toename van de verhouding  $D/L_2$  (zie lit. C.2).

In figuur C.10 is schematisch het potentiaalverloop in de zandlaag bij opdrijven weergegeven.



figuur C.10

#### C-6 Opdrijven bij niet-stationaire stroming

Het opdrijfmechanisme is in wezen niet-lineair. De randvoorwaarden (de oprijfzone) verandert afhankelijk van de grote van de belasting (geometrische niet-lineariteit). Het is daarom niet mogelijk gebruik te maken van lineaire technieken om bijvoorbeeld tijdsafhankelijke situaties te berekenen. Superpositie kan niet.

Bij de aanvang van een tijdsafhankelijke situatie dient het initiële stromingsbeeld bekend te zijn en bij de uiteindelijke beschouwing te worden betrokken.

Tot het moment dat opdrijven gaat plaatsvinden is het stromingsbeeld echter wel lineair en kan gebruik gemaakt worden van lineaire transformatie-technieken, waarmee de consolidatie in de toplaag in rekening kan worden gebracht. Dit is zinvol, aangezien de tijdsduur van de hoogwaterbelasting, waarbij opdrijven kan gaan plaatsvinden, gewoonlijk beperkt is. Een stationaire toestand doet zich, afhankelijk van de hydrodynamische periode van de afdeklaag, meestal veel later voor dan de duur van het hoogwater.

In de eindsituatie, als de stroming stationair is, is de opdrijf lengte eenvoudig te bepalen (zie voorgaande deel).

In lit. C.2 is uiteengezet, dat voor de tijdsafhankelijke groei van de opdrijf lengte gedurende een plots constant hoogwater de methode van de tijdsafhankelijke lekfactor gerechtvaardigd is. Voor andere tijdsafhankelijke variaties van hoogwater is er geen geschikte eenvoudige methode.

De methode van de tijdsafhankelijke lekfactor leidt tot de volgende regels:

- Het hoogwater wordt zo goed mogelijk geschematiseerd tot een sprong. Het tijdstip van de sprong wordt als begintijd:  $t=0$  beschouwd. De hoogte van de sprong wordt aangeduid met  $\phi_r$ .
- Voor de grenspotentiaal wordt de potentiaal gekozen die gesuperponeerd op de initiële situatie leidt tot opdrijven.
- Het moment van opdrijven ter plaatse van de binnenteen van de dijk treedt op als de waarde van de tijdsafhankelijke lekfactoren zodanig zijn geworden dat de kritieke potentiaal  $\phi_k$  gelijk wordt aan de actuele rivierstand  $\phi_r$ .

$$\phi_k = \frac{L_2 + \lambda'_t + \lambda_t}{\lambda_t} \phi_g - \frac{L_2 + \lambda'_t}{\lambda_t} \phi_p \quad [m] \quad (C.27)$$

waarin voor de tijdsafhankelijke lekfactoren geldt:

$$\lambda_t = \lambda / \sqrt{\left[ \frac{1}{\sqrt{2T}} \coth\left[ \frac{1}{\sqrt{2T}} \right] \right]} \quad [m] \quad (C.28)$$

met  $T = t/t_h$  en  $t_h = d^2/c_v$

$$\lambda'_t = \lambda' / \sqrt{\left[ \frac{1}{\sqrt{2T'}} \coth\left[ \frac{1}{\sqrt{2T'}} \right] \right]} \quad [m] \quad (C.29)$$

met  $T' = t/t'_h$  en  $t'_h = d'^2/c'_v$

Voor  $c_v$  moet de zwelcoëfficiënt worden ingevoerd (consolidatiecoëfficiënt bij ontlasten).

Door  $\phi_k$  als functie van de tijd te berekenen is vast te stellen welke waarde actueel is voor de gestelde hoogwatersprong. Op dat tijdstip  $t_k$  waarop  $\phi_k$  gelijk is aan de hoogwatersprong begint de opdrijfzone zich te ontwikkelen.

- Het verloop van de groei van de opdrijf lengte  $L_t$  met de tijd kan worden weergegeven door gebruik te maken van de eenvoudige formule met de tijdsafhankelijke lekfactoren:

$$L_t \cong \frac{2D}{\pi} \ln \left[ \cotg \left[ \frac{\phi_g - \phi_p}{\phi_r - \phi_g} \frac{\pi(L_2 + \lambda'_t)}{\lambda_t} \right] \right] \quad [m] \quad (C.30)$$

Voor de volgende situatie is de groei van de opdrijfzone uitgewerkt.

breedte dijkbasis	$L_2 = 100 \text{ m}$	
dikte watervoerend pakket	$D = 10 \text{ m}$	
dikte afdeklaag voor	$d' = 1 \text{ m}$	
dikte afdeklaag achter	$d = 2 \text{ m}$	
doorlatendheid zand	$k = 1.10^{-4} \text{ m/s}$	
doorlatendheid klei voor	$k'' = 4.10^{-7} \text{ m/s}$	$\rightarrow \lambda' = 50 \text{ m}$
doorlatendheid klei achter	$k' = 1.10^{-7} \text{ m/s}$	$\rightarrow \lambda = 141 \text{ m}$
consolidatiecoëff. voor	$c'_v = 1.10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$	$\rightarrow t'_h = 1,16 \text{ dag}$
consolidatiecoëff. achter	$c_v = 5.10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$	$\rightarrow t_h = 0,23 \text{ dag}$
polderpeil	$\phi_p = 0,0 \text{ m}$	
grenspotentiaal	$\phi_g = 3,0 \text{ m}$ (initiële situatie $\phi=0$ )	
rivierpotentiaalsprong	$\phi_r = 8,0 \text{ m}$ (initiële situatie $\phi=0$ )	

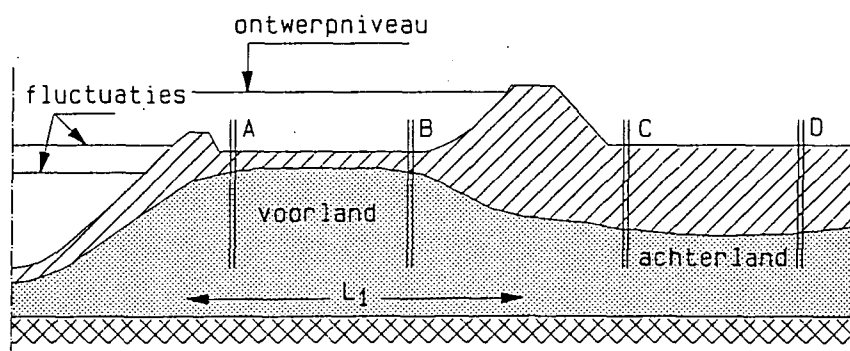
Uitwerking geeft het volgende resultaat.

Tabel C.3: Tijdsafhankelijke opdrijf lengte

Tijd	0,01	0,10	1,00	10,00	dag
kritieke pot $\phi_k$	10,46	7,75	6,45	6,22	m
$\lambda'_t$	27,08	42,89	49,07	49,90	m
$\lambda_t$	51,12	90,17	129,50	139,70	m
$L_t$	0,00	0,49	3,22	3,76	m

Na ongeveer 2 uur en een kwartier zal de opdrijfzone zich gaan ontwikkelen, in het begin snel, later langzaam. In dit voorbeeld is een tijdsafhankelijke analyse zinvol als de duur van de hoogwatersprong kleiner is dan een dag.

C-7 Onderstroming bij rivierdijk met (hoog) voorland



figuur C.11

Probleem: belasting is anders tijdens meten (zomerbed) en ontwerppeil (winterbed)

Situatie bestaat uit 3 secties:

- rivierbed (met sliblaag)  $\lambda''_w$
- voorland (met toplaag)  $\lambda'_w$
- achterland (met toplaag)  $\lambda_w$

Voor dit drie-sectie systeem is een fundamentele oplossing afgeleid. De gevonden uitdrukkingen zijn gecompliceerd en niet geschikt voor een eenvoudige toepassing. Voor willekeurige rivierstand (in het zomerbed) is er een computermodel in ontwikkeling, waarmee metingen kunnen worden geverifieerd (kalibreren van gekozen materiaalparameters).

Een vereenvoudigde aanpak is in sommige situaties mogelijk, daarbij gebruikmakend van de in deze appendix gepresenteerde formules. Het systeem wordt daarbij opgedeeld in twee subsystemen:

1. rivier en voorland;
2. voorland en achterland.

In het voorland en achterland worden in totaal 4 peilbuizen geplaatst, zoals in de figuur is aangegeven. Peilbuizen A en B worden gebruikt om voor wisselingen in het zomerbed (droog voorland) de weerstand van rivierbodem en voorland vast te stellen. De methode beschreven in C.2 levert  $\lambda''$  en  $\lambda'$ .

Hierbij wordt verondersteld dat het achterland identieke eigenschappen bezit als het voorland. Als het voorland een lengte van betekenis heeft dan is deze aanname gerechtvaardigd. Als criterium kan worden gesteld dat het achterland nauwelijks invloed heeft als geldt dat de lengte van het voorland groter is dan de gevonden cyclische lekfactor:

$$L_1 > \lambda'.$$

Vervolgens worden resultaten van peilbuis C en D benut om  $\lambda_{\omega}$  te bepalen met formule C.2a. De gevonden waarden  $\lambda'_{\omega}$  en  $\lambda_{\omega}$  zijn nu te gebruiken voor de analyse van het ontwerpniveau, zoals ook in par. C.2 is aangegeven. Vanwege het onder water komen van de droge toplaag in het voorland wordt een extra weerstand (luchtinsluitingen) gemobiliseerd. In de hier gesuggereerde aanpak is die niet meegenomen. Een veilige aanpak wat dit aspect betreft.

Een complicatie vormt het feit dat het consolidatiegedrag in het voorland bij ontwerphoogwater wordt bepaald door compressie terwijl het in het achterland wordt bepaald door zwel. Compressie en zwel hebben te maken met respectievelijk belasten en ontlasten. De samendrukbaarheid van samendrukbare grond bij belasten is significant groter dan bij ontlasten. Derhalve is de  $\lambda'_{\omega}$  waarin de samendrukbaarheid  $\alpha$  voorkomt onder een 4e machtswortel:  $\lambda'_{\omega} (:) 1/\sqrt[4]{\alpha}$ , anders bij de bepaling met zomerpeilfluctuaties dan bij ontwerphoogwater.

Echter de samendrukbaarheid wijkt bij herbelasten nauwelijks af van de waarde bij ontlasten. Bovendien zal het meestal zo zijn, dat de belasting boven de historisch extreme waarde gering is. Daarnaast wordt het feitelijk verschil in  $\lambda'_{\omega}$  gereduceerd door de 4e machtswortel. Een orde van grootte van het effect van belasten boven de historisch extreme waarde zal daarom niet meer dan procenten bedragen.

## C-8 Waterspanningsmeting

De grondwaterdrukken in diverse lagen worden, afhankelijk van de doorlatendheid van de betreffende laag en het tijdsbestek waarbinnen veranderingen van de grondwaterdruk optreden, gemeten met een open peilbuis of met behulp van een bepaald type waterspanningsmeter.

### C-8.1 Peilbuizen

Een peilbuis bestaat uit een filter, dat in de betreffende grondlaag wordt geplaatst, opgelengd met buizen tot iets boven het maaiveld. Doordat de buis boven open is, zal de waterspiegel in de buis zich instellen op een niveau, dat overeenkomt met de stijghoogte (= druk)  $\phi$  van het grondwater in de betreffende laag.

Indien de grondwaterdruk verandert, zal de hoogte van de waterspiegel in de peilbuis evenveel veranderen. Dit betekent dat er een vrij grote hoeveelheid water door het filter moet toe- of afstromen.

In een doorlatende grondslag (grind en zand) geeft de peilbuis reeds na redelijk korte tijd (enkele minuten tot enkele uren) de nieuwe stand aan.

Bij een minder doorlatende grondslag (veen, klei) zou dit veel dagen en bij zeer ondoorlatende grond zelfs weken vergen.

Is de zogenaamde aanpassingstijd van een peilbuis te lang, dan dient gebruik gemaakt te worden van een waterspanningsmeter. Deze hebben een veel geringer waterverbruik, dat wil zeggen de hoeveelheid water, die door het filter moet toe- of afstromen als functie van de verandering in de te registreren grondwaterdruk. Bij alle meetapparatuur is het voor het meten van een drukverandering nodig, dat er water door het filter toe- of afstroomt.

De peilbuizen zijn, naar de wijze van plaatsen, te onderscheiden in 2 groepen:

- peilbuizen, die in de grond worden weggedrukt;
- peilbuizen, die in een boorgat worden afgesteld..

Aflezingsmanieren:

- met de hand dat wil zeggen met een peilklokje of elektrisch peilklokje met meetlicht;
- een of andere vorm van automatische registratie (vlotterschrijver, niveaувolger, elektrische opnemer).

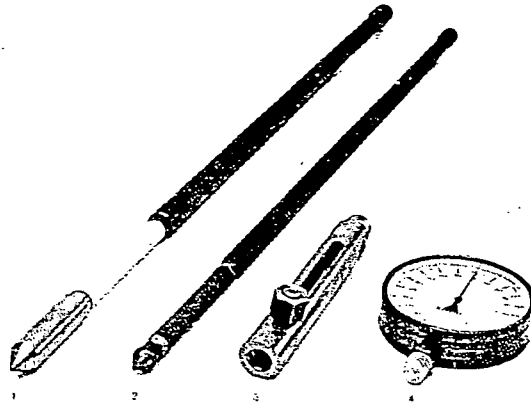
### C-8.2 Waterspanningsmeters

Er zijn twee typen waterspanningsmeters:

- manometer waterspanningsmeter;
- elektrische waterspanningsmeter.

#### M a n o m e t e r t y p e

Een Bourdon waterspanningsmeter is niets anders dan een in de grond weggedrukte 3/4" peilbuis met filter, die aan de bovenkant afgesloten is en waarop een manometer is aangesloten. De buis is geheel met water gevuld (gesloten systeem). Teneinde dit te kunnen controleren bestaat het bovenste gedeelte van de buis uit een zogenaamd opzetstuk, waarin zich een peilglas bevindt (zie fig. C.12).



figuur C.12

Bovenin het opzetstuk is een vuldop aangebracht. De manometeraansluiting bevindt zich ter hoogte van de onderkant van het peilglas. De Bourdon manometer heeft meestal een bereik van -100 tot +50 kN/m<sup>2</sup>.

Het bovenstaande impliceert, dat de stijghoogte van het water in de grondlaag, waarin het filter zich bevindt, gelijk is aan het niveau van de manometer, vermeerderd met de aflezing.



Zodra echter de waterstand in het opzetstuk lager is dan het niveau van de manometer, gaat deze regel niet meer op en moet water worden bijgevuld. De aanpassingstijd van dit type waterspanningsmeter varieert van enkele uren in kleihoudend zand tot enkele dagen in de klei. Dit komt omdat de manometer toch nog betrekkelijk veel water gebruikt.

De nauwkeurigheid van een goed geïnstalleerde en onderhouden Bourdon waterspanningsmeter kan in het algemeen circa 0,2 à 0,3 mwk bedragen. Een voordeel ten aanzien van de controle op de juistheid van aflezing is dat het meetgedeelte zich boven de grond bevindt, zodat dit gemakkelijk vervangen kan worden. Als nadeel ten opzichte van een elektrische meter geldt de gevoeligheid voor temperatuurwisselingen en gasinsluitingen.

De lange benodigde aanpassingstijd maakt hem echter ongeschikt om veranderingen in stijghoogte, die binnen enkele uren, of soms zelfs vele dagen plaatsvinden meteen aan te geven. Afhankelijk van de doorlatendheid van de samendrukbare lagen en het tempo van ophogen kan dit type waterspanningsmeter goed worden gebruikt voor het bepalen van de toename van de waterspanning ten gevolge van ophogingen en dergelijke. Hiermee kan de stabiliteit van de ophoging worden beoordeeld, alsmede de nog te verwachten zetting. Ook voor zettingsprognoses zijn dergelijke metingen veelal onmisbaar. Mede door de relatief lage kosten heeft dit type een groot toepassingsgebied gevonden.

#### E l e k t r i s c h e   w a t e r s p a n n i n g s m e t e r s

Diverse typen meters worden toegepast, de opnemers van deze typen berusten alle op verschillende principes. In tegenstelling met de Bourbon bevindt het meetlichaam (de opnemer) zich niet boven maaiveld, maar direct achter het filter. Het kenmerk van de elektrische waterspanningsmeter is in het algemeen dat het waterverbruik van de opnemer aanzienlijk lager is dan het van de Bourdonmanometer zodat de aanpassingstijd aanmerkelijk korter is. Alle elektrische meters worden als regel in grond gedrukt door middel van buizen, waar de meetkabel doorheen loopt. Het huis, waarin de opnemer is ingebouwd, heeft een uitwendige diameter in de orde van 32 à 36 mm, evenals de oplengbuizen, die elk 1 meter lang en van inwendige schroefdraad voorzien zijn. Omdat de oplengbuizen een grotere wanddikte hebben, kan met een grotere kracht gepenetreerd worden dan bij de Bourdon.

Ten gevolge van zettingen en mantelwrijving kan de buis meezakken, waardoor de meting kan worden verstoord.

Het aflezen gebeurt meestal met een batterijgevoed afleeskastje; de totale nauwkeurigheid bedraagt afhankelijk van het type in de orde van circa 0,2 mwk.

Behalve het bij de Bourdon genoemde toepassingsgebied, strekt het gebruik van de elektrische meters zich o.a. uit tot het bepalen van de afvoer-, getij- of neerslaginvloeden op de waterspanning in dijken.

Een recente versie is die met een zogenaamde piezoresistieve opnemer. Dit type opnemer bevat een silicium membraan met daarop 4 halfgeleider rekstrookjes in een brugschakeling. Membraan en rekstrookjes vormen één geheel (diffusietechniek). Het door de waterdruk doorbuigend membraan veroorzaakt een weerstandsverandering van de rekstrookjes, waardoor een uitgangsspanning ontstaat die lineair afhankelijk is van de heersende waterdruk. De opnemer heeft voor het volledige meetbereik slechts een waterverplaatsing nodig van 0,1 mm<sup>3</sup>. Hierdoor is dit type zeer geschikt voor het meten van dynamische verschijnselen (tot 1000 Hz). Het standaardbereik bedraagt 500 kN/m<sup>2</sup> (50 mwk). De 50 m nauwkeurigheid ligt lager dan 1 kN/m<sup>2</sup> (0,10 m).

Voor verdere informatie wordt verwezen naar lit. C.6.

Literatuur Appendix C

- C.1 F.B.J. Barends  
*Getijde-respons onder Nederlandse dijken*  
Grondmechanica Delft, CF-9114/3, maart 1987
  
- C.2 F.B.J. Barends  
*Opdrijven van 't achterland bij hoogwater*  
Grondmechanica Delft, CO-290831/2, maart 1988
  
- C.3 F.B.J. Barends  
*Tijdsafhankelijke grondwaterstroming onder dijken*  
Grondmechanica Delft, CO-279350, december 1985
  
- C.4 F.B.J. Barends  
*Uitloopeffect bij hoogwater onder dijken*  
Rapport GD CO-285690, 1986
  
- C.5 Chr. M.H.L.G. Bauduin en F.B.J. Barends  
*Getijde-respons in grondwater onder Nederlandse dijken*  
H<sub>2</sub>O(21) 1988, nr. 1.
  
- C.6 L.G.M. Mededelingen  
*Terreinonderzoekingen*  
juni en september 1977

APPENDIX D

STABILITEIT EN VERVORMING BIJ OPDRIJVEN

D-1 Algemeen

Ten gevolge van hoge rivierwaterstanden kunnen zich hoge potentialen in het Pleistoceen ontwikkelen, welke een reductie van de opneembare schuifspanning in het contactvlak tussen de zandondergrond (Pleistoceen) en het afdekkende slappe lagenpakket tot gevolg hebben. Indien opdrijven optreedt gaat de schuifweerstand plaatselijk helemaal verloren. Wanneer een grote reductie van de opneembare schuifspanning optreedt, kan zich een bezwijkmechanisme instellen, dat in het onderstaande nader zal worden toegelicht. Er wordt voorgesteld waterkeringen ten aanzien van dit bezwijkmechanisme te controleren, indien de veiligheid ten aanzien van het verticaal evenwicht  $n \leq 1,2$  bedraagt.

Met behulp van de geohydrologische formules in appendix C kan het potentiaalverloop in het Pleistoceen worden berekend en kan worden beoordeeld in hoeverre opdrijven van het achterland zal optreden.

Indien opdrijven optreedt, kan de plaats en de lengte van de opdrijfzone alsmede het potentiaalverloop in het Pleistoceen tijdens opdrijven berekend worden.

Met behulp van een eenvoudige berekening kan op basis van de gevonden geohydrologische randvoorwaarden een veilige schatting gemaakt worden van de stabiliteit. Afhankelijk van de te mobiliseren grondspanning aan de passieve zijde dient ook een vervormingsberekening te worden uitgevoerd. Te grote vervorming van het dijklichaam kan immers ook als "falen" worden beschouwd. Wanneer een gedetailleerder beeld van de te verwachten vervormingen gewenst is, of wanneer de geometrie niet met de eenvoudige berekening geschematiseerd kan worden, wordt aangeraden een eindige-elementenberekening uit te voeren. Beide rekenmethoden worden in deze appendix nader toegelicht.

## D-2 Het bezwijkmechanisme

In de initiële, stabiele situatie voor opdrijven (lage waterstanden) is over het algemeen de opneembare schuifkracht in het actieve deel van het potentiële bezwijkvlak grotendeels gemobiliseerd. Deze potentieel afschuivende moot grond oefent hierdoor een zekere belasting uit op de naastgelegen passieve zone. Deze passieve zone is in evenwicht, doordat langs een potentieel bezwijkvlak schuifspanningen worden gemobiliseerd, welke vervolgens aan het Pleistoceen worden afgedragen.

Bij hoge waterstanden daalt de schuifweerstand tussen de slappe lagen en het pleistocene zand, en indien zich een opdrijfzone instelt, gaat deze schuifweerstand zelf geheel verloren. Met andere woorden de schuifspanningsafdracht naar het Pleistoceen in de passieve zone is niet of slechts in beperkte mate mogelijk. Er zal dus een herverdeling van krachten moeten plaatsvinden rekening houdend met de veranderde randvoorwaarden ten aanzien van het evenwicht.

Een en ander betekent, dat de passieve weerstand in een meer polderwaarts gelegen zone, waar wel een schuifspanningsafdracht naar het Pleistoceen mogelijk is, zal moeten worden opgebouwd. Er ontstaat aldus een drukstaaf, die de belasting vanuit de actieve zone op een niet meer aangrenzend deel van de passieve zone overdraagt.

Ten aanzien van de stabiliteit dient te worden onderzocht in hoeverre de minimale weerstandbiedende kracht in de passieve zone evenwicht maakt met de maximale aandrijfkracht vanuit de actieve zone.

Tijdens opdrijven kan in de drukstaaf een aanzienlijke toename van de horizontale belasting optreden. Hoewel aan het evenwicht voldaan is, kan door samendrukking van de relatief slappe drukstaaf een dusdanige vervorming optreden, dat functieverlies van de waterkering optreedt.

Om deze reden is het van belang, dat naast een stabiliteitsanalyse ook controle van de vervormingen plaats vindt.

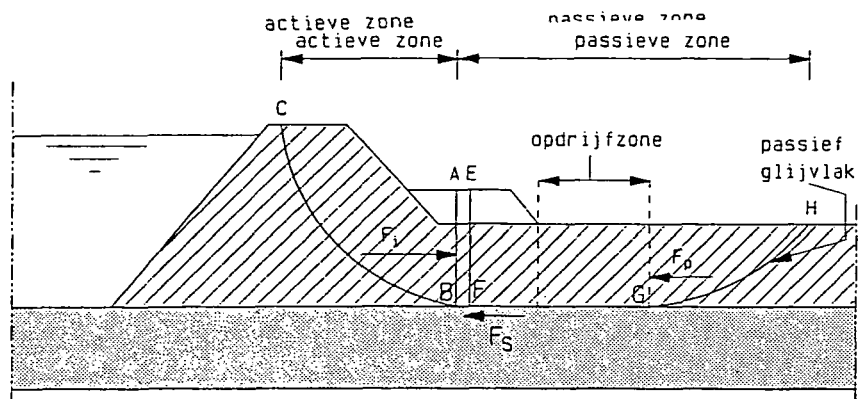
De grootte van de horizontale belasting voor opdrijven en daardoor de grootte van de toename van de belasting door opdrijven hangt sterk af van de voorgeschiedenis van de waterkering. In de uitvoeringsfase kan de schuifweerstand in de actieve zone door gegenereerde wateroverspanning lager zijn, waardoor de maximale actieve kracht op de passieve zijde en daarmee het gehele normaalkrachtenverloop gedurende de consolidatiepe-

riode belangrijk groter is. Ook kan door eerdere hoge waterstanden de schuifspanningsafdracht naar het Pleistoceen tijdelijk lager geweest zijn, waardoor hogere normaalkrachten in de drukstaaf gegenereerd zijn. De voorgeschiedenis kan dus een gunstig effect op de vervormingen ten gevolge van opdrijven hebben. Dit effect kan in de berekening worden verwerkt, door de toename van de normaalkracht tijdens de ontwerpwaterstand (waarbij mogelijk opdrijven optreedt) en een rivierwaterstand die eens per jaar voorkomt te beschouwen.

### D-3 De eenvoudige berekening

#### D-3.1 Stabiliteitsanalyse

In het navolgende wordt een vereenvoudigde methode gepresenteerd om het krachterevenwicht bij opdrijven ten controleren. De methode steunt op een bezwijkanalyse door middel van glijvlakken in de actieve zone en een separate evenwichtsberekening in de passieve zone. Beide zones zijn gekoppeld door de zogenaamde interlamelkracht  $F_i$ , zijnde het deel van de aandrijvende krachten dat niet door wrijving in de actieve zone kan worden opgenomen (zie figuur D.1).



figuur D.1

De grootte van de interlamelkracht  $F_i$  kan worden bepaald uit het krachterevenwicht van de actieve grondmoot ABC. In D-3.1.1 wordt nader omschreven hoe de maximale interlamelkracht bepaald kan worden. Deze interlamelkracht vormt een aandrijvende kracht voor de passieve zone EFGH

en zal in evenwicht moeten zijn met de passieve weerstand  $F_p$  aan het eind van de drukstaaf en de schuifweerstand  $F_s$  langs het Pleistoceen in het gebied rechts van AB. De berekening van de weerstandskrachten  $F_p$  en  $F_s$  wordt toegelicht in D-3.1.2. De aanwezige reserve tegen instabiliteit kan worden berekend uit de verhouding:

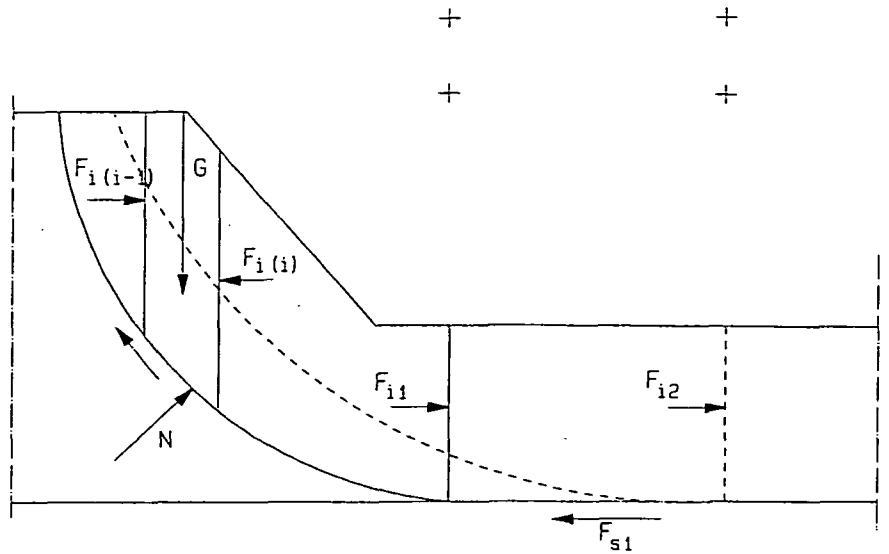
$$F_i(\text{max}) / (F_p(\text{min}) + F_s) \quad (\text{D.1})$$

Opgemerkt wordt, dat naast de bovenstaande evenwichtsbeschouwing te allen tijde het evenwicht dient te worden beschouwd van hoger gelegen schuifvlakken. De stabiliteitsfactor van deze vlakken wordt echter niet beïnvloed door een verhoging van de potentiaal in de watervoerende laag onder het slappe lagenpakket.

#### D-3.1.1 Berekening van de grootste interlamelkracht

Voor de berekening van de interlamelkracht  $F_i$  dient het evenwicht voor grondmoot ABC te worden uitgeschreven. Hiertoe wordt de grondmoot verdeeld in een aantal lamellen, zoals bij de conventionele glijvlakanalyse (Spencer of de verbeterde methode Bishop). De grootte van de interlamelkracht  $F_i$  kan worden bepaald uit het lamelevenwicht. Voor de bepaling van de schuifweerstand kan worden verondersteld, dat in de actieve zone een volledige mobilisatie van de beschikbare schuifsterkte heeft plaatsgevonden.

Teneinde de grootste interlamelkracht  $F_i$  en de verticaal waar deze aangrijpt te vinden, dient een aantal potentiële actieve zones op boven beschreven wijze te worden onderzocht. Dit betekent, dat voor een groot aantal middelpunten het evenwicht van de aan het Pleistoceen rakende glijcirkels dient te worden berekend (zie figuur D.2).



figuur D.2

Opgemerkt wordt, dat bij het vaststellen van de maximale interlamelkracht en de daarbij behorende verticaal rekening gehouden moet worden met een eventuele afdracht van schuifspanning naar het Pleistoceen tussen de diverse onderzochte verticalen.

Van de twee in bovenstaande figuur getekende interlamelkrachten  $F_{i1}$  en  $F_{i2}$  is  $F_{i2}$  maatgevend indien geldt:

$$F_{i2} > F_{i1} - F_{s1} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{D.2})$$

#### D-3.1.2 Berekening van de weerstandskrachten aan passieve zijde

Na het evenwicht van grondmoot ABC te hebben beschouwd, moet het evenwicht van grondmoot EFGH worden onderzocht. De aandrijvende kracht  $F_i$  moet evenwicht maken met de weerstandbiedende krachten  $F_s$  en  $F_p$ , welke als volgt kunnen worden bepaald:



### Schuifkracht langs het Pleistoceen

Voor de bepaling van de schuifkracht langs het Pleistoceen wordt de passieve zone (met uitzondering van de opdrijfzone, want daar is de schuifweerstand nul) verdeeld in een aantal lamellen. De schuifkracht in lamel i wordt dan:

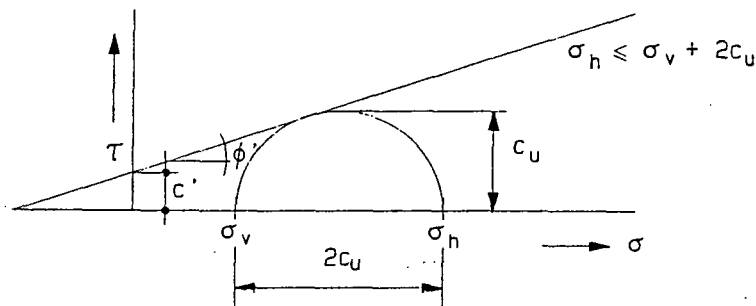
$$F_{si} = l_i [c' + \sigma'_{vi} \tan(\phi')] \quad \text{[kN/m]} \quad (D.3)$$

Voor de schuifparameters in bovenstaande vergelijking worden de minimale waarden van de schuifweerstand van het pleistocene zand of de waarden van het slappe-lagenpakket ingevoerd.

De totale schuifkracht wordt gevonden door sommatie:  $F_s = \Sigma F_{si}$ .

### Passieve weerstandkracht

Gezien de snelheid waarmee opdrijven optreedt kan voor de berekening van de passieve weerstand worden uitgegaan van de ongedraineerde sterkte van de grond. Indien verondersteld wordt dat aan de passieve zijde een spanningssituatie heerst met een horizontale en verticale hoofdspansingsoriëntatie, kan de horizontale korrelspanning maximaal gelijk zijn aan de verticale korrelspanning +  $2 \cdot c_u$  (zie figuur D.3).



figuur D.3

Dit geeft de volgende uitdrukking voor de passieve weerstand:

$$F_p = (\gamma_n - \gamma_w) \frac{d^2}{2} + 2 c_u d + \gamma_w \frac{d^2}{2}$$

De ongedraineerde schuifweerstand  $c_u$  kan worden bepaald uit  $\phi'$  en  $c'$  van de cel- of de triaxiaalproef volgens appendix A.

Indien voor het evenwicht van krachten meer dan de neutrale weerstand van de grond aangesproken wordt, dient naast een stabiliteitsanalyse ook een controleberekening ten aanzien van de vervorming te worden uitgevoerd. Indien voor het evenwicht een neutrale grondkracht toereikend is, is deze vervormingsberekening niet noodzakelijk. De neutrale weerstand kan berekend worden met de volgende uitdrukking:

$$F_n = (\gamma_n - \gamma_w) d^2 K_0/2 + \gamma_w d^2/2. \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{D.5})$$

#### D-3.2 De vervormingsberekening

Voor de berekening van de vervorming wordt alleen de passieve zone in beschouwing genomen. In de actieve zone zal tijdens opdrijven weinig of geen toename van schuifweerstand ontstaan, omdat de schuifsterkte maximaal gemobiliseerd is. De vervorming van de passieve zone wordt veroorzaakt doordat tijdens opdrijven een toename van de horizontale belasting optreedt. De grootte van de vervorming wordt bepaald door de passieve zone in lamellen te verdelen, en per lamel de toename van de horizontale belasting te bepalen. De toename van de horizontale belasting op de lamellen in de passieve zone volgt uit het verschil van de normaalkrachten voor en na opdrijven.

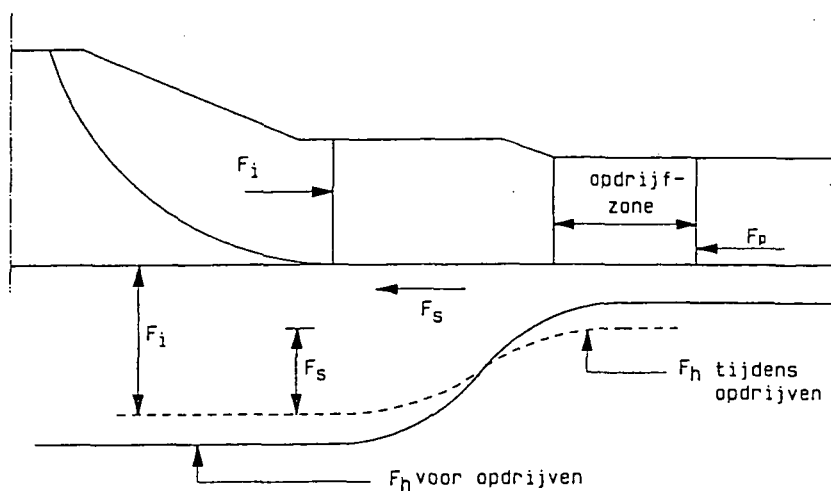
$$\Delta F_{hi} = F_{hi} - F_{hi_0} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{D.6})$$

waarin:

$F_{hi}$  = normaalkracht in lamel i tijdens opdrijven [kN/m]

$F_{hi_0}$  = normaalkracht in lamel i voor opdrijven [kN/m]

De beide normaalkrachten kunnen worden bepaald door uit te gaan van de maximale interlamelkracht  $F_i$  in de situatie voor en na opdrijven en die, afhankelijk van de plaats van de lamel, te reduceren met de schuifspanningsafdracht naar het Pleistoceen. Door deze exercitie voor alle lamellen uit te voeren kan het normaalkrachtenverloop voor en na opdrijven bepaald worden (zie figuur D.4). Hierbij wordt opgemerkt, dat de normaalkracht voor opdrijven wordt bepaald bij een rivierwaterstand, die eens per jaar optreedt.



figuur D.4

De samendrukking van lamel i kan, uitgaande van een vlakke vervormings-situatie, berekend worden met de volgende formulering:

$$\Delta L_i = (1-\nu) \Delta F_{hi} L_i / (2 G_i d) \quad [m] \quad (D.7)$$

waarin:

- $\Delta F_{hi}$  = toename van de horizontaal kracht in lamel i [kN/m]
- $\Delta L_i$  = samendrukking van lamel i [m]
- $L_i$  = oorspronkelijke lengte van lamel i [m]
- $G_i$  = glijdingsmodulus ter plaatse van lamel i [kPa]
- $\nu$  = dwarscontractiecoëfficiënt ( $\frac{1}{2}$  voor een onge-draineerde belastingsituatie) [-]

Wanneer voor een ongedraineerde situatie een dwarscontractiecoëfficiënt  $\nu = \frac{1}{2}$  wordt ingevuld, reduceert de bovenstaande formule tot:

$$\Delta L_i = \Delta F_{hi} L_i / (4 G_i d) \quad [m] \quad (D.8)$$

De totale verkorting van de passieve zone wordt verkregen door sommatie van alle  $\Delta L_i$ .

$$\Delta L_{tot} = \Sigma [\Delta L_i] \quad [m] \quad (D.9)$$

Opgemerkt wordt dat, wanneer de waterkering van een steunberm voorzien is, onder deze berm ook bij opdrijven nog een zekere belastingafdracht naar het Pleistoceen mogelijk is. Afhankelijk van de afmetingen van de berm zal de belastingtoename in de drukstaaf afnemen en bij grote bermen zelfs tot nul reduceren. In dat geval zal de te verwachten vervorming van de drukstaaf ook nihil zijn.

#### D-4 De eindige-elementenberekening

Een elementenberekening is noodzakelijk, indien met de eenvoudige berekening geen afdoende schematisering mogelijk is. Verder wordt aanbevolen een eindige-elementenberekening uit te voeren, indien de vervorming tijdens opdrijven in detail dient te worden berekend. Er is op het ogenblik programmatuur beschikbaar (PLAXIS-PC, lit. D.1), waarmee een belasting op een constructie ten gevolge van een toename van de potentiaal in het Pleistoceen kan worden aangebracht. Het programma PLAXIS-PC is gebaseerd op een lineair-elastisch, ideaal-plastisch grondmodel. Verder beschikt het programma over hoogwaardige 15-knoops elementen, zodat naast de deformaties ook het bezwijkgedrag met een relatief gering aantal elementen kan worden beschreven.

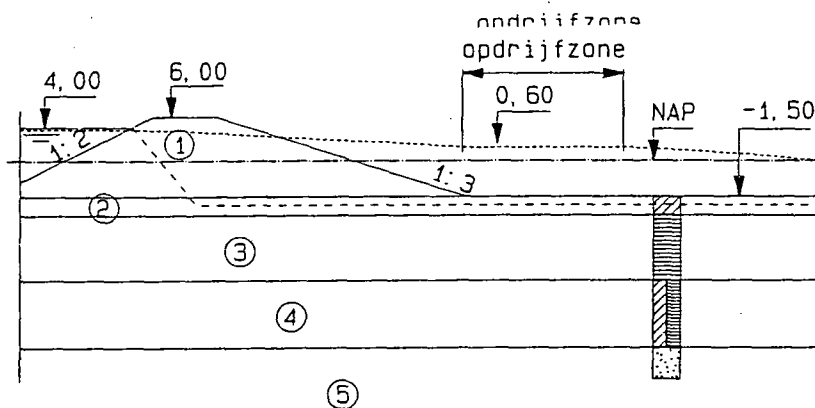
De invoer voor de EEM berekening is in principe gelijk aan de invoer voor de eenvoudige berekening en bestaat uit de diverse grondparameters, kennis van het potentiaalverloop voor en tijdens opdrijven, de geometrie van de constructie en de lagenopbouw. In eerste instantie wordt de initiële spanningssituatie ten gevolge van het eigen gewicht van de constructie berekend. Vervolgens wordt in een aantal elasto-plastische rekenstappen de verandering van het potentiaalverloop in het Pleistoceen aangebracht. Naast de berekening van de vervorming van de constructie kan door middel van reductie van de ingevoerde schuifparameters een stabiliteitsfactor berekend worden.

D-5 Rekenvoorbeeld

In het navolgende wordt een controleberekening uitgevoerd voor een fictieve dijkverzwaring in het benedenrivierengebied. In eerste instantie wordt de stabiliteit en de vervorming berekend voor een dijkverbetering zonder steunberm. Vervolgens wordt deze exercitie herhaald voor dezelfde constructie met een 12 m brede steunberm. De analyse is zowel met een eindige-elementenberekening als met de eenvoudige berekening uitgevoerd.

D-5.1 Invoergegevens

In onderstaande figuur is de geometrie van de constructie, de opbouw van de ondergrond en het potentiaalverloop tijdens opdrijven in zowel de slappe lagen als het Pleistoceen weergegeven. Voor opdrijven wordt een hydrostatisch drukverloop verondersteld uitgaande van het potentiaalverloop in de slappe lagen.



figuur D.5

In tabel D.1 zijn de relevante materiaalparameters weergegeven.

Tabel D.1: Materiaalparameters

laag nr.	grondsoort	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	G [kPa]
1	ophoogmateriaal	17,0	20,0	30	0,0	3000
2	klei, venig	13,5	13,5	21,6	5,4	300
3	veen	10,2	10,2	25,6	5,0	200
4	klei, venig	13,5	13,5	19,1	8,0	250
5	zand	17,0	20,0	30,0	0,0	4000

Bij de eenvoudige berekening is de vervorming bepaald uitgaande van een ongedraineerde situatie, met andere woorden  $v=\frac{1}{2}$ . Bij de elementenberekening met de gebruikte versie van PLAXIS-PC kan gedurende de gehele berekening slecht één waarde voor de  $v$  worden opgegeven. Voor een oprijfberekening zou dat  $v=\frac{1}{2}$  kunnen zijn; echter om een correcte bouw van de aanvangsspanningen te realiseren is een lagere waarde voor de  $v$  noodzakelijk. Gekozen is voor de waarde  $v=1/3$ . Bij de versie van PLAXIS-PC van januari 1989, is het overigens wel mogelijk om de materiaalparameters tijdens de berekening te wijzigen.

Op basis van Appendix C is een lengte van de oprijfzone berekend van 15 m. Deze waarde is berekend uitgaande van een stationaire toestand. Wanneer niet-stationair wordt gerekend zal afhankelijk van de duur van de hoogwatergolf de oprijflengte aanmerkelijk kleiner zijn.

Verder is uitgegaan van de volgende gegevens:

Rivier potentiaal: NAP +4,00 m  
Polderpeil : NAP -2,00 m  
Grenspotentiaal : NAP +0,60 m

Dijkbasis : 50 m  
Leklengte achter : 800 m  
Leklengte voor : 350 m  
Zanddikte : 20 m

#### D-5.2 Stabiliteitsanalyse

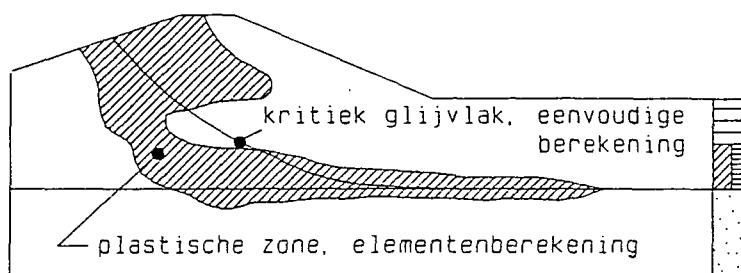
Voor zowel de constructie met berm als de constructie zonder berm is een stabiliteitsanalyse uitgevoerd. Deze analyse is uitgevoerd met zowel de eenvoudige berekening als de elementenmethode. Bij de eenvoudige berekening is de stabiliteitsfactor bepaald zoals omschreven in D-3.1, terwijl bij de elementenmethode gebruik gemaakt is van de reductie van de wrijvingseigenschappen.

De resultaten van de stabiliteitsanalyse zijn weergegeven in tabel D.2.

Tabel D.2: Resultaten stabiliteitsanalyse

berm	eenvoudige berekening				elementenberekening
	$F_i$ [kN]	$F_s$ [kN]	$F_p$ [kN]	$\gamma$ [-]	$\gamma$ [-]
nee	670	0,0	740	1,10	>1,05
ja	700	160	740	1,29	>1,2

In figuur D.6 is het bezwijkmechanisme volgens de eindige-elementenmethode vergeleken met het gevonden mechanisme in de eenvoudige berekening.



figuur D.6

### D-5.3 Vervormingsanalyse

Bij beide constructies is met beide rekenmethoden een vervormingsanalyse uitgevoerd. In tabel D.3 is de berekende verplaatsing ter plaatse van de teen van het talud weergegeven.

Tabel D.3: Berekende horizontale verplaatsing.

berm	eenvoudige berekening hor. verpl. teen [m]	elementenberekening hor. verpl. teen [m]
nee	0,35	0,40
ja	0,02	0,015

Literatuur appendix D

D.1 Technische Universiteit Delft  
*PLAXIS tutorial and manual*  
januari 1989



Gebleken is dat de vochtige zones aan de dijkvoet een geliefd biotoop vormen voor weidevogels (mondelinge mededelingen R.W. Uytterlinde, consulentenschap NMF, 1986).

- \* Uit het rapport "Prioriteitstelling Natuurgebieden, Zuid-Holland" van de Adviescommissie Aankoop Natuurterreinen (waaraan meewerkten Provincie-ZH, SBB-ZH, NM en het ZHL) blijkt dat vele terreinen op en langs de dijken langs de benedenrivieren een grote natuurwaarde vertegenwoordigen.

Zo komt b.v. juist langs het Haringvliet en het Hollands Diep, de Noordse woelmuis voor. Deze meer of minder inheemse soort is aan dit type leefgebied gebonden.

Grote lengten dijk langs onder meer de Lek en het Haringvliet zijn daarin aangegeven als ecologisch belangrijk. Andere delen direct grenzend aan de dijken zijn van belang door het voorkomen van veel weidevogels en van soortenrijke grasland- en slootvegetaties.

- \* Diverse terreinen langs de benedenrivieren zijn in bezit van en/of in beheer bij natuurbeschermingsinstanties (NM, SBB, ZHL). Delen daarvan hebben een officiële status als beschermd natuurmonument of staatsmonument.

De dijken langs Groot Koninkrijk (Oude Maas) en langs de Korendijkse Slikken (Haringvliet) hebben duidelijk actuele en ook verdergaande potentiële botanische waarde (mondelinge mededeling van ir. J.W. van Rijn van Alkemade, inspecteur ZW van NM). Deze vegetaties gaan door een verschrallingsbeheer, inclusief beweiding, meer en meer kenmerken van de kamgrasweiden vertonen. Deze vegetatiekundige associatie staat voor ogen bij de meer oorspronkelijke dijkvegetaties in het benedenrivierengebied.

- \* Volgens een mondelinge mededeling van mw.drs. A.J. den Held (Provincie-ZH) zijn op de dijken en in de uiterwaarden langs de Oude Maas en langs het Haringvliet op diverse plaatsen kenmerken van het maritieme deel van het Fluviatiele district aanwezig, terwijl in de Biesbosch, langs de Oude Maas, langs de Beneden-Merwede en langs de Lek soorten zijn te vinden van het zoetwater getijdegebied, de overgangszone tussen het binnenlandse en het maritieme deel van genoemde district.

In de Biesbosch komt de uiterst zeldzame spindotterbloem voor en op/nabij diverse dijken zeldzame soorten als het zomerklokje, paardebloemstreepzaad, gevlekte rupsklaver en de gulde boterbloem. De uiterwaard bij Ameide is de enige groeiplaats in Nederland van paardehoefklaver.

- \* Bekend is dat vele terreintjes aan weerszijden van de dijken van de Alblasserwaard en de Krimpenerwaard goede amfibiën-biotopen zijn; bijv. de dijk bij Ammerstol (mondelinge mededeling C. Kelder, provincie Zuid-Holland). De kwelachtige situaties rond het dijklichaam zijn essentieel in dit biotoop.

- \* Het proefproject dijkverbetering Sliedrecht.

Het concept-eindrapport is 26-6-1986 aan de pers gepresenteerd.

De Minister van V&W heeft op initiatief van de milieuorganisaties en in overleg met GS-Zuid-Holland hiertoe besloten. De in dit kader belangrijkste overwegingen welke geleid hebben tot dit proefproject zijn:

- Deel 1 van de *Leidraad* voor het ontwerpen van rivierdijken, hoewel alleen nog maar geldend voor het Bovenrivierengebied, geeft aanknopingspunten om bij het ontwerp van rivierdijkversterkingen meer dan in het verleden het geval was, rekening te houden met behoud van in of bij de waterkering aanwezige waardevolle elementen.
- Het mobiliseren van de meest recente kennis uit de dijkbouw om alternatieven te ontwikkelen en te vergelijken.
- De voorbeeldfunctie van het proefproject en de hoop en verwachting dat van de voorgestelde aanpak een positieve werking uitgaat op de voortgang van de versterkingswerken met name in de Alblasserwaard."

Een van de beschouwde aspecten is geweest het stedelijk landschap, waarbij speciaal is gelet op:

- De samenhang dorp - rivier;
- Het stedelijk landschap vanaf de rivier;
- Cultuurhistorische waarden.

Voorgaande weergave ter illustratie van de waarden in het Benedenrivierengebied is niet uitputtend. Nadere c.q. gedetailleerdere informatie is her en der aanwezig, met name bij de provincie Zuid-Holland. Gezien het voorgaande kan echter reeds worden gesteld dat de rivierdijkversterking in het benedenrivierengebied tenminste voor een deel plaatsvindt in een gebied met zodanige landschappelijke, natuurwetenschappelijke en cultuurhistorische waarden dat met deze waarden bij de realisering van versterkingsprojecten zoveel als mogelijk rekening dient te worden gehouden.

## APPENDIX F

### KARAKTERISTIEKE WAARDEN VOOR GRONDPARAMETERS

#### F-1 Algemeen

Een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap is een op basis van statistische analyse vastgestelde waarde met een bepaalde onder- of overschrijdingskans. Voor zover veiligheid van constructies het oogmerk is bij het bepalen van karakteristieke waarden zullen de beoogde onder- of overschrijdingskansen klein zijn. Overeenkomstig de gangbare praktijk wordt hier uitgegaan van onder- of overschrijdingskansen van 5%.

Voor grondparameters dient onderscheid gemaakt te worden tussen een lokale waarde: de waarde in een "punt" (klein volume, orde van grootte gelijk aan het volume van monsters voor laboratorium proeven) in het grondmassief, ook wel puntwaarde genoemd, en de gemiddelde waarde: het gemiddelde van puntwaarden over een kleiner of groter gebied (met afmetingen die relatief groot zijn vergeleken met monsterafmetingen). Vanwege het min of meer plastische karakter van grond en het statisch onbepaalde karakter van grondconstructies zal een lokale waarde in het algemeen niet representatief zijn voor de sterkte of belasting. In een glijvlakanalyse is de gemiddelde sterkte langs het glijvlak van belang en het gemiddelde gewicht van de afschuivende grondmoot, bij een zettingsberekening de gemiddelde stijfheid van de samendrukbare grond.

Zo'n gemiddelde waarde zal altijd moeten worden afgeleid uit een steekproef (van in het algemeen beperkte omvang). Daardoor kan de berekende gemiddelde waarde afwijken van de echte gemiddelde waarde. Bij het bepalen van een karakteristieke waarde van het gemiddelde gaat het er om een voldoende veilige schatting van het echte gemiddelde te verkrijgen. Zie hiervoor deel 1, par. 9.7.1.

De schatting van de karakteristieke waarde volgens deel 1 mag worden toegepast indien de steekproef met  $n$  waarnemingen is genomen ter plaatse van het beoogde potentiële glijvlak of volume waarover de parameter uitgemiddeld wordt. Voor bijvoorbeeld een glijvlakanalyse betekent dit dat de monsters gestoken moeten zijn in de raai voor welke de stabiliteitsanalyse wordt opgezet.

Indien deze raai achteraf als maatgevend wordt verondersteld voor een lange strekking van de dijk, bijvoorbeeld omdat in die raai de meest ongunstige indeling ten aanzien van de grondlaagopbouw is gevonden, dan dient men er zich van bewust te zijn dat elders in de strekking weliswaar een gunstiger laagopbouwpatroon aanwezig is, maar dat tevens de over een potentieel glijvlak gemiddelde schuifsterkten best lager kunnen uitvallen dan in de onderzochte raai. Dit bemoeilijkt de interpretatie van de glijvlakanalyse.

#### F-1.1 *Proevenverzamelingen*

Een methode van grondonderzoek, die aan bovengenoemd bezwaar tegemoet komt, is het werken met proevenverzamelingen. Daarbij worden de resultaten van proeven op monsters, die gestoken zijn in eenzelfde formatie over een groot gebied, bij elkaar genomen en statistisch bewerkt. Bij het definiëren van de formaties in een gebied wordt onderscheid gemaakt naar materiaalsoort en afzettings- en belastingsregime (lit. F.2).

Bij de interpretatie van proevenverzamelingsgegevens ten behoeve van stabiliteitsonderzoek in een bepaalde raai moet men erop bedacht zijn dat in de proevenverzameling zowel de variaties op kleinere schaal (in verticale richting) als variaties op grotere schaal (in de lengterichting van de dijk) vertegenwoordigd zijn. De gevonden spreiding in de proevenverzameling representeert het totaal effect van beide variaties. Bij het vaststellen van de karakteristieke waarde voor de langs een potentieel glijvlak gemiddelde sterkte moet daarmee rekening worden gehouden. Zou voor die waarde de karakteristieke ondergrenswaarde voor het gemiddelde van de gehele proevenverzameling worden genomen, dan zou daardoor geen rekening worden gehouden met het feit dat in lengterichting van de dijk relatief sterke of zwakke lokaties (lees raaien) kunnen voorkomen.

#### F-1.2 *Lokaal gemiddelde waarde*

Om aan de voornoemde bezwaren tegemoet te komen wordt het begrip lokaal gemiddelde waarde geïntroduceerd. Daarmee wordt bedoeld de gemiddelde waarde langs een glijvlak (van normale grootte (30 à 100 m)) ergens in de formatie. Essentieel is dat aangenomen wordt dat door uitmiddeling

over een glijvlak van normale afmeting slechts een deel van de spreiding die in de gehele formatie voorkomt wordt uitgemiddeld. De berekening van de grootte van deze fractie gebeurt op basis van een stochastisch model voor de variaties in een formatie (lit. F.1 en F.3). Met behulp van dit model, toegepast in een stabiliteitsanalyse, kan worden aangetoond dat er een relatie bestaat tussen de spreiding van langs een glijvlak gemiddelde waarden van de schuifsterkte en de overall spreiding in de formatie, die er uitziet als

$$\tau_g = \Gamma \sigma \quad (\Gamma < 1) \quad (F.1)$$

Waarin  $\tau_g$  de standaardafwijking van de lokaal gemiddelde waarde en  $\sigma$  de overall standaardafwijking van de formatie is.  $\Gamma$  is de zogenaamde spreidingsreductiefactor, die afhankelijk is van de grootte van het glijcylinderoppervlak en de mate waarin schuifsterkten hier binnen kunnen variëren. Uit berekeningen, waarbij praktische waarden voor glijvlakgrootte en volgens de huidige inzichten praktische variatiesnelheden zijn gehanteerd blijkt dat de spreidingsreductiefactor globaal 0.5 bedraagt. Op grond hiervan wordt de volgende uitdrukking voor de karakteristieke waarde van gemiddelden (langs een glijvlak) op basis van gegevens uit een proevenverzameling gevonden.

$$\tilde{x}_{kar} = \bar{x} \pm t^{n-1} s \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{n}} \quad (\text{met } \Gamma = 0,5) \quad (F.2)$$

waarin  $\bar{x}$  het gemiddelde van de proevenverzameling voorstelt,  $s$  de standaardafwijking en  $n$  de grootte van de proevenverzameling. Dat het hier gaat om de gemiddelde waarde over een gebied binnen de totale formatie wordt aangegeven door voor de overstreping in het linkerlid een slange-tje te gebruiken (vergelijk met deel 1, par. 9.7.1). Opgemerkt wordt dat het gebruik van een proevenverzameling voor het bepalen van karakteristieke lokale gemiddelden altijd leidt tot conservatieve schattingen, omdat de proevenverzameling (in tegenstelling tot lokaal onderzoek) geen lokale informatie levert. Men moet er dus vanuit gaan, en dat gebeurt ook in vergelijking (F.2), dat de beschouwde lokatie waarvoor karakteristieke waarden worden bepaald mogelijk een zwakke plek binnen de formatie is. Indien dit onvermijdelijke uitgangspunt tot ongewenste consequenties leidt ten aanzien van het ontwerp, dan bestaat de mogelijkheid

door middel van alsnog te verrichten lokaal onderzoek te bezien of hieraan ontkomen kan worden (zie lit. F.1). De algemene filosofie van het werken met proevenverzamelingen is dan ook dat eerst op grond van globale en relatief beperkte statistische informatie wordt bezien waar en in welke mate verder en uitgebreider lokaal onderzoek nuttig en wenselijk is. Uiteraard heeft dit alleen zin bij betrekkelijk grootschalige projecten.

Ten aanzien van de schuifsterkte van grond wordt veelal gewerkt met het Coulomb model:

$$\tau = c + \sigma' \tan (\phi) \quad (\text{F.3})$$

waarin  $\tau$  de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte,  $c$  de cohesie,  $\phi$  de hoek van inwendige wrijving en  $\sigma'$  het effectieve spanningsniveau. De parameters  $c$  en  $\phi$  worden afgeleid uit de resultaten van drie- of viertraps cel- of triaxiaalproeven. De interpretatie van deze proeven leidt tot negatieve correlaties tussen de  $c$ - en  $\phi$ -waarden; een relatieve grote  $c$  waarde gaat gepaard met een relatief lage  $\phi$ -waarde en omgekeerd. Zou men de karakteristieke waarde voor de (lokaal) gemiddelde schuifsterkte schatten op basis van afzonderlijke karakteristieke schattingen voor  $c$  en  $\phi$ , dan leidt dat tot een te conservatieve benadering.

Geheel analoog aan deel 1, par. 9.7 kan een procedure worden opgezet voor de interpretatie van grondonderzoek met behulp van proevenverzamelingen. De karakteristieke waarde van de gemiddelde schuifsterkte bij een bepaald spanningsniveau is dan:

$$\bar{\tau}_{\text{kar}} = \bar{\tau} - t^{n-1} s_t \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{n}} \quad (\text{met } \Gamma = 0.5) \quad (\text{F.4})$$

waarin  $\bar{\tau}$  de gemiddelde maximaal mobiliseerbare schuifsterkte bij het effectieve spanningsniveau is dat in de proevenverzameling wordt gevonden,  $s_t$  de standaardafwijking ervan en  $n$  het aantal proeven in de proevenverzameling. Ook hierbij kan het  $(\bar{\tau}_{\text{kar}}, \sigma')$  verband weer direct in de berekeningsprocedure worden ingevoerd (als het betreffende computerprogramma zich hiertoe leent) of men kan dit verband weer lineariseren in een relevant spanningsgebied, zoals aangegeven in deel 1.

Het verdient overigens aanbeveling om bij deze procedures de resultaten van de cel- of triaxiaalproeven niet eerst om te rekenen naar  $c$ - en  $\phi$ -waarden voor de monsters. Beter is het om de schuifsterkten op de gewenste spanningsniveaus direct te interpoleren op de in de proef gevonden cirkels en deze als basiswaarnemingen op te vatten. Het voordeel hiervan is dat de procedure dan ook zonder bezwaar kan worden toegepast op materialen die zich moeilijk volgens het Mohr-Coulombmodel laten beschrijven (bijv. veen).

## F-2 Verantwoording keuze materiaalfactoren

### F-2.1 Inleiding

In het kader van het opstellen van de *Leidraad* voor het ontwerpen van rivierdijken - deel 2, Benedenrivierengebied is door de TAW-projectgroep 9B2 aan Grondmechanica Delft verzocht enkele vergelijkende berekeningen uit te voeren teneinde te kunnen vaststellen wat de consequenties zijn van het hanteren van partiële stabiliteitsfactoren in vergelijking met het hanteren van een alomvattende stabiliteitsfactor.

Bedoeld is hier na te gaan in hoeverre door het werken met partiële stabiliteitsfactoren een trendbreuk optreedt in de omvang van de te ontwerpen verbeteringsprofielen, in vergelijking met de ontwerppraktijk nu. Omdat de huidige werkwijze momenteel in discussie is, wordt ook een vergelijking gemaakt met de ontwerpmethode die als gewenst wordt gezien en die wellicht ingevoerd zou worden onafhankelijk van het verschijnen van deze *Leidraad*.

Om een goede vergelijking mogelijk te maken werden er berekeningen uitgevoerd waarbij systematisch het effect van een aantal veranderingen werd nagegaan.

De volgende ontwerpmethodieken komen aan de orde:

1. de huidige werkwijze voor het benedenrivierengebied;
2. de gewenste werkwijze bij het werken met proevenverzamelingen en een overall stabiliteitsfactor;
3. de in deel 2 van de *Leidraad* voorgestelde werkwijze (met partiële stabiliteitsfactoren).



#### F-2.2 Huidige werkwijze in het benedenrivierengebied

Bij deze werkwijze wordt uitgegaan van proevenverzamelingen van schuifsterkte van eigenschappen. Hierbij worden de schuifsterkteparameters  $\phi'$  en  $c'$ , die gevonden zijn door het uitvoeren van (cel)proeven op uit een bepaalde grondlaag gestoken monsters, samen genomen in een regionale verzameling. Dit gebeurt voor elk van de te onderscheiden grondlagen. Op deze wijze wordt een goed inzicht verkregen in de gemiddelde waarde en ruimtelijke spreiding van deze parameters in de diverse grondlagen.

Als schuifsterkteparameters in iedere lokale glijvlakanalyse worden gebruikt de rekenkundig gemiddelde waarden van  $\phi'$  en  $c'$  van de proevenverzamelingen. Als veiligheids criterium ten aanzien van stabiliteit wordt een minimale overall stabiliteitsfactor aangehouden. De grootte van deze factor is 1,3 à 1,4. In eerste instantie is gekozen voor 1,3, in lijn met het gebruik in het verleden (lokaal onderzoek, boezemkaden). Onder invloed van de Provincie Zuid-Holland is men later (half 70-er jaren) voor rivierdijkontwerpen in de Alblasserwaard overgestapt op een criterium van 1,4, waarbij wordt geëist om ontwerpen die niet aan deze eis voldoen (factor  $< 1,4$  maar te allen tijde  $> 1,3$ ) nader te analyseren met behulp van een probabilistische analyse.

In het vervolg van deze appendix zal voor de huidige normstelling kortheidshalve steeds over de factor 1,4 respectievelijk 1,3 worden gesproken.

Bij de start van het boezemkade-onderzoek (eind 60-er en begin 70-er jaren) werd gewerkt met lokaal grondonderzoek (lees: ter plaatse van het te onderzoeken profiel). Daarbij hanteerde men Begemannboringen als monsternametechniek, langzame celproeven voor het bepalen van de wrijvingseigenschappen, Bishop als rekenmethode en een overall stabiliteitsfactor van 1,3. De schuifsterkteparameters waarmee in de stabiliteitsanalyses werd gerekend waren rekenkundig gemiddelde waarden, die bij dat lokale onderzoek werden gevonden.

Eind 70-er begin 80-er jaren is bovengenoemde werkwijze uitgebreid met andere methoden voor het beoordelen van de stabiliteit van een dijkstrekking.

Het betreft hier in de eerste plaats de methode waarbij gebruik wordt gemaakt van conservatief geschatte rekenkundig gemiddelde waarden van proefresultaten die uitsluitend uit de onderhavige polder komen. Daarnaast werd gebruik gemaakt van statistisch bepaalde ondergrenswaarden van het gemiddelde (5%) voor een aantal grondsoorten (veen en klei met plantenresten uit de regio's Delfland en Rijnland).

In deel 1 van de *Leidraad* is een werkwijze opgenomen die aansluit bij deze historische werkwijze; namelijk lokaal onderzoek, karakteristieke (5% ondergrens) schattingen van de bij lokaal onderzoek gevonden gemiddelde waarden en partiële stabiliteitsfactoren die, globaal genomen aansluiten bij het overall criterium van 1,3.

In de aanpak volgens deel 1 van de *Leidraad* kan een kleine verzwaring van ontwerpeisen ten opzichte van de werkwijze bij het boezemkade-onderzoek worden gezien, namelijk het werken met karakteristieke waarden voor de schuifsterkteparameters in plaats van met rekenkundig gemiddelde (iets conservatieve) waarden. Zo'n eisenverzwaring zou om twee redenen te rechtvaardigen zijn, namelijk omdat:

- het bij rivierdijk ontwerpen van belang is een hoger veiligheidsniveau na te streven in verband met de grootte van mogelijke gevolgen door overstroming en
- het bij rivierdijken gaat om ontwerpeisen; bij het boezemkade-onderzoek ging het om beoordelen van bestaande constructies.

De filosofie van de *Leidraad* beschouwend, zijn er redenen om de hierboven beschreven huidige werkwijze in het benedenrivierengebied, waarbij gebruikt gemaakt wordt van proevenverzamelingen, nog een kritisch te bezien. Deze redenen zijn:

- een gemiddelde waarde van de schuifsterkteparameters van een regionale proevenverzameling is een optimistische schatting van wat in lokaal onderzoek aan gemiddelde kan worden gevonden. In de regionale verzameling worden lokale sterke en zwakke plakken op een hoop gegooid. Toch is voor een glijvlakanalyse maatgevend dat wat lokaal zou kunnen worden gevonden.

- het vereiste algemene veiligheidsniveau voor rivierdijken in het benedenrivierengebied en in het overgangsgebied is hoger dan in het bovenrivierengebied. Dit zou een verzwaring van ontwerpeisen voor deze gebieden ten opzichte van het bovenrivierengebied rechtvaardigen.

De eerst genoemde reden is uitgangspunt geweest bij het nader onderzoeken van de huidige werkwijze; de resultaten van dit onderzoek zijn neergelegd in lit F.2.

#### F-2.3 *De gewenste werkwijze bij het werken met proevenverzamelingen*

Zoals gezegd is de gemiddelde waarde van schuifsterkteparameters van een proevenverzameling een slechte indicatie voor wat de lokale gemiddelde waarde van de schuifsterkte over een gebied ter grootte van een glijvlak zou kunnen zijn. In lit. F.2 is een model ontwikkeld, aan de hand waarvan, op basis van statistische kenmerken van de proevenverzamelingen, karakteristieke (5% ondergrens) schattingen van zo'n lokaal gemiddelde kunnen worden bepaald. Deze schattingen worden hier verder aangeduid als basiswaarden.

Deze schattingsprocedure is ook voorgesteld in deel 2 van de *Leidraad*. De basiswaarden zijn aanzienlijk lager dan de gemiddelde waarden van de proevenverzamelingen. De achterliggende filosofie is dat we bij de glijvlakanalyse voor een bepaalde locatie (lees raai) niet a priori weten of dit een sterke of zwakke plek is binnen het gebied waarvoor de proevenverzameling representatief is.

In feite is de basiswaarde bij gebruik van een proevenverzameling de tegenhanger van de karakteristieke schatting van de gemiddelde waarde bij lokaal grondonderzoek. Willen we met het veiligheids criterium bij stabiliteitsonderzoek aansluiten bij deel 1 van de *Leidraad*, dan zouden we naast deze basiswaarden de partiële factoren van deel 1 moeten hantieren of een equivalente overall stabiliteitsfactor van 1,3. Daarbij is dan nog niet de tweede overweging in rekening gebracht voor herziening van de huidige werkwijze, namelijk dat het algehele veiligheidsniveau van de waterkering in benedenrivieren- en overgangsgebied hoger is dan in het bovenrivierengebied (1/10.000 respectievelijk 1/4.000 of 1/3.000 overschrijdingsfrequentie per jaar van MHW in plaats van 1/1.250 per jaar).

Om die reden zou een verhoging van de overall stabiliteitsfactor bij gebruik van basiswaarden van 1,3 tot ca. 1,33, althans voor deze gebieden, te rechtvaardigen zijn.

Dat de gewenste werkwijze ten opzichte van de huidige werkwijze enige trendbreuk zal impliceren lijkt geen twijfel. Dit wil niet, zonder meer zeggen dat de minst veilige uitgevoerde dijkstrekkingen op basis van deze ontwerpmethodode onveilig zijn. Deze dijkstrekkingen hebben per definitie de aanlegfase overleefd, die ten aanzien van instabiliteit vaak het meest kritiek is. Dit overleven is een extra gegeven in de veiligheidsbeschouwing.

#### F-2.4 *Werkwijze zoals in deel 2 van de Leidraad voorgesteld*

In deel 2 van de *Leidraad*, wordt het gebruik van basiswaarden voorgesteld, althans voor zover hieraan een proevenverzameling ten grondslag ligt. Voor zover met lokaal grondonderzoek wordt gewerkt, wordt voorgesteld ten werken met de karakteristieke schatting van de gemiddelde waarde van de schuifsterkte, geheel conform aan deel 1. Wellicht overbodig wordt opgemerkt dat de lokaal gemeten waarden niet zonder meer geëxtrapoleerd mogen worden naar andere lokaties.

Vervolgens wordt voorgesteld (zie par. 7.5) partiële factoren in de stabiliteitsanalyse aan te houden, die zoveel mogelijk aansluiten bij de filosofie van deel 1. Het gaat daarbij om de zogenaamde materiaalfactoren  $\gamma_m$  en de schadefactor  $\gamma_n$ . Met name wat de laatste betreft zijn er toch enige afwijkingen ten opzichte van deel 1. De elementen waaruit de schadefactor voor deel 2 zijn is opgebouwd zijn:

- een deelfactor afhankelijk van het algemene veiligheidsniveau van de waterkering (de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil MHW), factor  $\gamma_{nf}$ ;
- een deelfactor afhankelijk van de lengte van de dijkring; rekening houdend met lengte-effecten; factor  $\gamma_{nL}$ ;
- een deelfactor afhankelijk van of er al dan niet causaal verband is tussen instabiliteitsdreiging en het optreden van hoge waterstand; factor  $\gamma_{nc}$ .

Op basis van een globale probabilistische berekening zijn benodigde schadefactoren berekend, uitgaande van de gemiddelde materiaalfactoren zoals die in deel 1 zijn genoemd. In deze probabilistische berekening is bewust gekozen voor een wat conservatieve schatting van de kans op overstroming van het gebied als gevolg van instabiliteit van de waterkering. Mocht blijken dat om wat voor reden ook bijstelling van veiligheidscriteria, zoals berekend op basis van de probabilistische analyse, gewenst is, dan kan argumentatie daarvoor ontleend worden aan dit conservatisme.

#### F-2.5 *Vergelijkende berekeningen: doel en werkwijze*

In deel 2 zijn de materiaalfactoren ( $\gamma_{m2}$ ) enigszins verlaagd omdat de voorgestelde spanningsafhankelijke benadering van de sterkte beter aansluit bij het werkelijke gedrag van de ondergrond.

Het doel van het maken van vergelijkende berekeningen is nu om na te gaan of het werken met de materiaalfactoren, zoals voorgesteld in deel 2 zou leiden tot trendbreuk in het ontwerpen van rivierdijkversterkingen.

- a. ten opzichte van de huidige werkwijze;
- b. ten opzichte van de gewenste werkwijze, die mogelijk ingevoerd zou worden onafhankelijk van het al of niet verschijnen van deel 2.

De werkwijze bij deze vergelijking is als volgt:

1. er wordt een tweetal profielen beschouwd die in het verleden op basis van de huidige werkwijze zijn geadviseerd;
2. van deze profielen worden de stabiliteitsfactoren berekend op basis van de gewenste werkwijze (met basiswaarden voor de schuifsterkte);
3. voldoen de profielen niet aan het gestelde criterium (1,33) dan worden ze aangepast door middel van aanbermingen;
4. vervolgens worden de analyse uitgevoerd op basiswaarden en materiaalfactoren. Als eerste worden materiaalfactoren conform deel 1 gekozen. Daarna worden analyses uitgevoerd op basis van de materiaalfactoren volgens deel 2. Deze analyses dienen een stabiliteitsfactor op te leveren, die in een ontwerpsituatie tenminste gelijk zou moeten zijn aan de benodigde schadefactor voor dat profiel. Is dit niet het geval dan dient ook te worden berekend bij welke profielaanpassing (bermen) dit wel het geval zal zijn.

Opgemerkt moet worden dat bij de profielen behorende schadefactoren relatief groot zijn, als gevolg van het feit dat het algemene veiligheidsniveau (Alblasserwaard) hoog is, de lengte van de dijkkring relatief groot ( $\pm 70$  km) en er correlatie tussen hoogwater en eventuele instabiliteit is verondersteld. De schadefactor komt hiermee op ca. 1,19. In het algemeen varieert de schadefactor globaal tussen 1,05 en 1,25 (zie ook appendix G).

#### F-2.6 Berekeningsresultaten

Voor de berekeningen werd gekozen voor een tweetal dwarsprofielen die in het kader van de advisering dijkversterking Alblasserwaard gebruikt zijn en de proefresultaten zoals die verzameld zijn in het kader van de evaluatiestudie wrijvingseigenschappen Alblasserwaard (lit. F.2).

De tabellen 1 en 2 van bijlage F.1 geven de resultaten aan van een proevenverzameling van wrijvingseigenschappen zoals deze gemaakt zijn op basis van celproeven uit de Alblasserwaard die beschikbaar waren tot het jaar 1984 c.q. tot het jaar 1986.

Proeven waarbij de raaklijn aan de 4 c.q. 3 Mohrse cirkels een lagere correlatiecoëfficiënt had dan 0,9985 (klei) of 0,9950 (veen) werden als mislukt beschouwd en niet in de proevenverzameling opgenomen.

In lit. F.2 werd zoals opgemerkt onder andere voorgesteld aan de hand van een nieuw acceptatiecriterium een proevenverzameling op te stellen waarbij de wrijvingseigenschappen spanningsafhankelijk verzameld zijn. De resultaten van zo'n proevenverzameling zijn weergegeven in de tabellen 3 en 4 van bijlage F.1.

In tabel 3 zijn de  $c'$ - en de  $\phi'$ -waarden weergegeven uitgaande van een rechte lijn benadering door de spanningsafhankelijke  $\tau$ -lijn.

De in deze proevenverzamelingen genoemde wrijvingseigenschappen zijn rekenkundig gemiddelde waarden, waarbij als acceptatiecriterium voor de proeven het spanningsonafhankelijke gedrag van de schuifweerstand (omhullende van Coulomb is rechtlijnig) is gehanteerd.

In tabel 4 is per grondsoort de bij een bepaalde spanning ( $\sigma$ ) behorende gemiddelde schuifspanning ( $\bar{\tau}$ ) weergegeven.

Naast de gemiddelde schuifspanning ( $\bar{\tau}$ ), zijn ook de karakteristieke waarden van de schuifspanning, waarbij rekening is gehouden met uitmid-deling van de variatie langs een glijvlak (zogenaamde basiswaarde) en de rekenwaarde van de schuifspanning (= de basiswaarde gedeeld door de corresponderende materiaalfactoren) opgenomen.

Voor het bepalen van de basiswaarde is gebruik gemaakt van de formules zoals vermeld in lit. F.2. Voor het bepalen van de rekenwaarden is in eerste instantie gebruik gemaakt van de materiaalfactoren zoals deze vermeld zijn in deel 1 van de *Leidraad*, te weten 1,3 voor de cohesie en 1,15 respectievelijk 1,20 voor de inwendige wrijvingshoek voor klei respectievelijk veen.

Uitgaande van de bovengenoemde proevenverzamelingen (zie tabellen 1 tot en met 4) zijn voor een 2-tal dwarsprofielen, zie bijlage F.2 t/m F.6, stabiliteitsberekeningen uitgevoerd.

Bij het berekenen van de stabiliteit met spanningsafhankelijke wrij-vingseigenschappen zijn in eerste instantie de  $c'$ - en  $\phi'$ -waarden gelimi-teerd voor het spanningsgebied hoger dan 90 à 100 kN/m<sup>2</sup>.

Voor deze aanpak is gekozen vanwege de weinige proefresultaten die be-schikbaar zijn in bovengenoemd spanningsgebied.

In tweede instantie worden ook berekeningen uitgevoerd zonder limitering van de wrijvingseigenschappen.

In tabel 5 zijn stabiliteitsfactoren weergegeven, die zijn berekend op basis van rekenkundig gemiddelde  $c'$  en  $\phi'$ -waarden uit de proevenverzame-lingen 1984, 1986 en 1988. Het verschil tussen deze verzamelingen is dat met oplopend jaartal de verzamelingen uitgebreider zijn. We zien dat de stabiliteitsfactoren voor profiel 193 nagenoeg constant zijn en voor profiel 241 iets toenemen.

Tabel 5      Stabiliteitsfactoren berekend uit rekenkundig gemiddelde waarden ( $\phi'$  en  $c'$ ) uit de spanningsonafhankelijke proeven-verzamelingen 1984, 1986 en 1988.

Proevenverzameling	Stabiliteitsfactor $\gamma$	
	Profiel 193	Profiel 241
1984	1,35	1,46
1986	1,36	1,48
1988	1,36	1,49

Volgens de huidige werkwijze, waarbij een criterium voor de stabiliteitsfactor van 1,4, respectievelijk 1,3 wordt gehanteerd, zou profiel 193 niet en profiel 241 wel acceptabel geacht worden. Voor profiel 193 zou een aanvullende probabilistische risico-analyse worden geëist. Het "tekort" in profiel 193 is ca. 0,05, het "overschot" in profiel 243 is ca. 0,10.

In tabel 6 zijn de stabiliteitsfactoren weergegeven die zijn berekend op grond van de basiswaarden voor de schuifsterkte en op grond van de gemiddelde waarden voor de schuifsterkte; de laatste zijn bedoeld als additionele informatie die hier verder niet van direct belang is.

Tabel 6. Stabiliteitsfactoren berekend met gemiddelde spanningsafhankelijke schuifweerstand ( $\tau$ ) en basiswaarden.

waarde $\tau$	Profiel 193	Profiel 241
gemiddelde	1,41	1,54
basis	1,21	1,35

We constateren dat door gebruik van basiswaarden voor de schuifsterkte in de analyse stabiliteitsfactoren worden gevonden die 0,10 à 0,15 lager liggen dan de factoren uit tabel 5. Volgens de geschetste "gewenste werkwijze" zou profiel 193 (ruim) niet en profiel 241 wel acceptabel veilig zijn (criterium 1,33). Het "tekort" in profiel 193 is 0,12, het "overschot" in profiel 241 is 0,02 (dus marginaal).

In tabel 7 zijn stabiliteitsfactoren weergegeven die berekend zijn op grond van de basiswaarden voor de schuifsterkte, die gereduceerd zijn met partiële factoren (materiaalfactoren).



Tabel 7. Stabiliteitsfactoren berekend met spanningsafhankelijke schuifweerstand  $\tau$ , basiswaarden en een tweetal combinaties van partiële materiaalfactoren.

Partiële materiaalfactoren	Stabiliteitsfactor $\gamma$ volgens Bishop	
	Profiel 193	Profiel 241
deel 1 cohesie :1,30 tan( $\phi$ ) klei :1,15 veen :1,20 zand :1,15	1,00	1,10
deel 2 cohesie :1,25 tan( $\phi$ ) klei :1,10 veen :1,15 zand :1,10	1,06	1,18

Als uitgangspunt is het stelsel factoren genomen dat genoemd is in deel 1 van de *Leidraad*. Verder is het stelsel factoren gegeven dat voorgesteld wordt in dit deel. Deze factoren zijn 0,05 lager dan die van deel 1. Verder zijn nog sterker gereduceerde stelsels van partiële factoren beschouwd (niet in tabel 7 opgenomen).

De berekende stabiliteitsfactoren moeten getoetst worden aan het criterium voor de schadefactor, dat in dit geval 1,19 is.

We constateren dat, rekenend met de partiële factoren die in deel 2 worden voorgesteld, het "tekort" in profiel 193 ca. 0,13 is en het "tekort" in profiel 241 ca. 0,01 (nihil) is. Het stelsel materiaalfactoren zoals voorgesteld in deel 2 vormt dus een goede afspiegeling van de werkwijze die eerder als "gewenst" is geschetst.

Zou gestreefd worden naar een situatie waarbij geen noemenswaardige trendbreuk in het ontwerp zou optreden ten opzichte van de huidige werkwijze, dan zouden, naar berekeningen hebben uitgewezen, de partiële factoren verder gereduceerd moeten worden tot 1,05 voor de cohesie en 1,0, 1,05 en 1,0 voor de tan( $\phi$ ).

In tabel 8 zijn stabiliteitsfactoren weergegeven, berekend op grond van basiswaarden voor de schuifsterkte en partiële factoren volgens deel 2, bij aanpassing van de profielen met een brede berm van oplopende dikte.

Tabel 8 Stabiliteitsfactoren  $\gamma$ , berekend met spanningsafhankelijke schuifweerstand, basiswaarden en partiële factoren en profielaanpassingen in de vorm van een ca. 17 m brede berm.

Uitgangspunt	Bermdikte m	Stabiliteits- criterium	Stabiliteitsfactor	
			Prof.193	Prof.241
Basiswaarden	0,25	1,33	1,30	-
	0,50		1,37	-
Basiswaarden + partiële factoren cohesie : 1,25	0,25	1,19	1,13	1,24
	0,50		1,21	1,30
tan( $\phi$ ) klei : 1,10 veen : 1,15 zand : 1,10	1,00		1,34	-

Voor profiel 193 zien we dat bij een berm met een dikte van iets minder dan 0,50 m het criterium voor de schadefactor (1,19) gehaald wordt.

Om dit profiel bij de "huidige" werkwijze (normstelling 1,4) aanvaardbaar te maken zou een berm van iets minder dan 0,25 m dikte nodig geweest zijn. Bij de advisering destijds bleek op basis van probabilistische analyse dat het profiel ook zonder deze aanpassing voldoende veilig zou zijn.

De nieuwe (*Leidraad*) werkwijze impliceert dat een extra dikte van ca. 0,25 m van de berm nodig is.

Voor profiel 241, waar op grond van het berekeningsresultaat in tabel 7 al geen aanpassing nodig was, zien we dat een berm van 0,25 m leidt tot een ruim "overschot" in stabiliteitsfactor.

#### F-2.7 Discussie

We zien dat de werkwijze zoals wordt voorgesteld in deel 2 van de *Leidraad* consistent is met de werkwijze die in deze appendix als "gewenst" werd omschreven en die mogelijk onafhankelijk van deze *leidraad* zou worden ingevoerd.

Deze "gewenste" werkwijze is een uitvloeisel van een eerder uitgevoerde studie, waarbij het werken met proevenverzamelingen is geanalyseerd (lit. F.2).

Het invoeren van deze werkwijze zou, in het ontwerpstadium, leiden tot enige eisenverzwaring ten opzichte van de "huidige werkwijze". Echter het aantal gevallen waarin daadwerkelijk zwaardere profielen zouden worden geadviseerd is zeer beperkt, om de volgende redenen:

- het aantal gevallen waarin, tot nu toe op basis van de huidige werkwijze in de Alblasserwaard, zogenaamde "marginale" profielen zijn gerealiseerd bedraagt ongeveer 10% van de totaal geadviseerde strekkingen. Alleen in die gevallen zou de gewenste werkwijze in beginsel tot aanpassing van het ontwerp leiden. Overigens zal aanpassing van een ieder geval een aantal van de marginale profielen de nodige problemen met zich mee brengen;
- in die gevallen waarin de gewenste werkwijze tot aanpassing van het ontwerp zou leiden, bestaat de mogelijkheid om via lokaal grondonderzoek de lokale grondeigenschappen beter te bepalen.  
De basiswaarde filosofie gaat er noodzakelijkerwijze vanuit dat elke locatie in principe een zwakke locatie kan zijn. Per definitie is 95% van de locaties beter dan zwak en is 50% beter dan gemiddeld. Alleen wanneer bij nader onderzoek blijkt dat de locatie inderdaad zwak is, dan is aanpassing van het ontwerp (terecht!) noodzakelijk. Deze strategie bij grondonderzoek is al genoemd in voornoemd conceptrapport.

Voor wat betreft al geadviseerde en verbeterde strekkingen op basis van de "huidige" werkwijze hoeft het invoeren van de "gewenste" werkwijze, of de daarmee gelijk te stellen *Leidraad*-werkwijze niet tot serieuze consequenties te leiden, op grond van:

- de twee hierboven genoemde punten en
- de argumenten die genoemd zijn bij de beschrijving van de "gewenste" werkwijze.

#### F-2.8 *Samenvatting en conclusies*

In deze notitie wordt nagegaan in hoeverre een verandering in werkwijze bij het controleren op het mechanisme instabiliteit, zoals voorgesteld in deel 2 van de *Leidraad*, ten opzichte van de tot nu toe gehanteerde werkwijze, zou leiden tot consequenties ten aanzien van het ontwerpen van rivierdijken.

De tot nu toe gehanteerde werkwijze ("huidige werkwijze") is reeds eerder ter discussie gesteld. Er is een andere werkwijze voorgesteld ("de gewenste werkwijze") op basis van een in 1987 uitgevoerd onderzoek. Deze discussie is destijds uitgesteld vanwege het afgekondigde zogenaamde interimbeleid, maar werd weer actueel bij het samenstellen van deze *Leidraad*. Dit omdat hierin de basisfilosofie voor de "gewenste werkwijze" wordt gehanteerd. Deze omvat het werken met zogenaamde basiswaarden voor de schuifsterkte (karakteristieke schattingen voor lokaal gemiddelde waarden) en partiële materiaalfactoren. De in de *Leidraad* aanbevolen partiële materiaalfactoren sluiten aan bij de normstelling voor de overall stabiliteitsfactor die bij de "gewenste werkwijze" voor de hand zou liggen, althans voor situaties vergelijkbaar met situaties in de Alblasserwaard.

Ten opzichte van de "huidige werkwijze" (regionaal gemiddelde waarden voor schuifsterkte parameters en een overall stabiliteitsfactor criterium van 1,4 c.q. 1,3) betekenen zowel de "de gewenste werkwijze" als de door in deel 2 van de *Leidraad* voorgestelde werkwijze een geringe verzwaring van eisen in situaties vergelijkbaar met de Alblasserwaard. Voor het eerste van de twee nagerekende profielen zou het ontwerp aangepast moeten worden met een 0,25 m dikkere berm. Voor het tweede nagerekende profiel was geen aanpassing van het ontwerp nodig, maar de beoordeling van de stabiliteit veranderde van "ruim stabiel" tot "net voldoende stabiel".

Samenvattend kan worden gesteld dat de werkwijze zoals voorgesteld in deel 2 van de *Leidraad* nauwelijks tot verzwaring van de ontwerpeisen met betrekking tot stabiliteit ten opzichte van de huidige praktijk zal leiden.

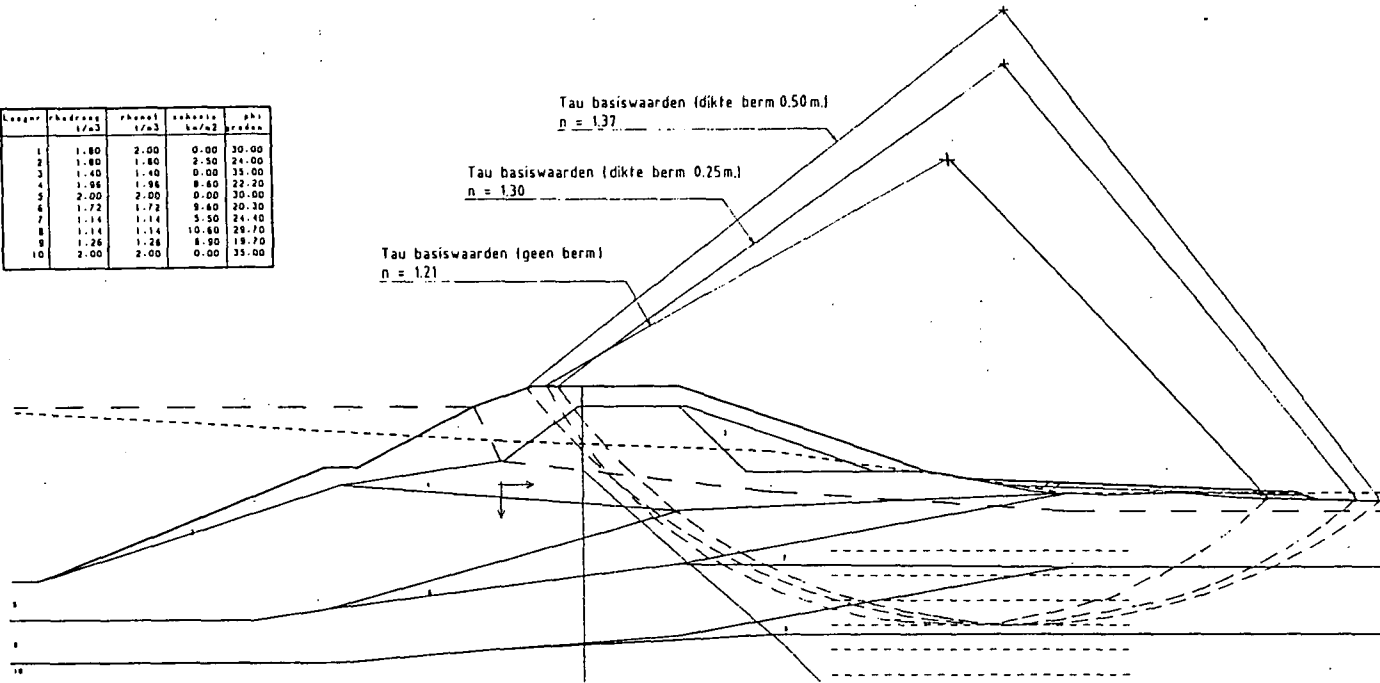
Bij dijkeringen met een relatief korte totale lengte van de waterkering zal de voorgestelde werkwijze eerder leiden tot een geringe verlichting van de ontwerpeisen.

Literatuur appendix F

- F-1 E.O.F. Calle  
*Probabilistic Analyses of Stability of Earth Slopes*  
Proc. XI Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.  
San Francisco, 1985
- F.2 Grondmechanica Delft  
*Evaluatie van de proevenverzameling wrijvingseigenschappen van de gebieden Alblasserwaard, Krimpenerwaard en IJsselmonde*  
Rapport CO-280010, 1987
- F.3 Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen  
*Probabilistisch ontwerpen van Waterkeringen*  
Interimrapport TAW E, oktober 1985

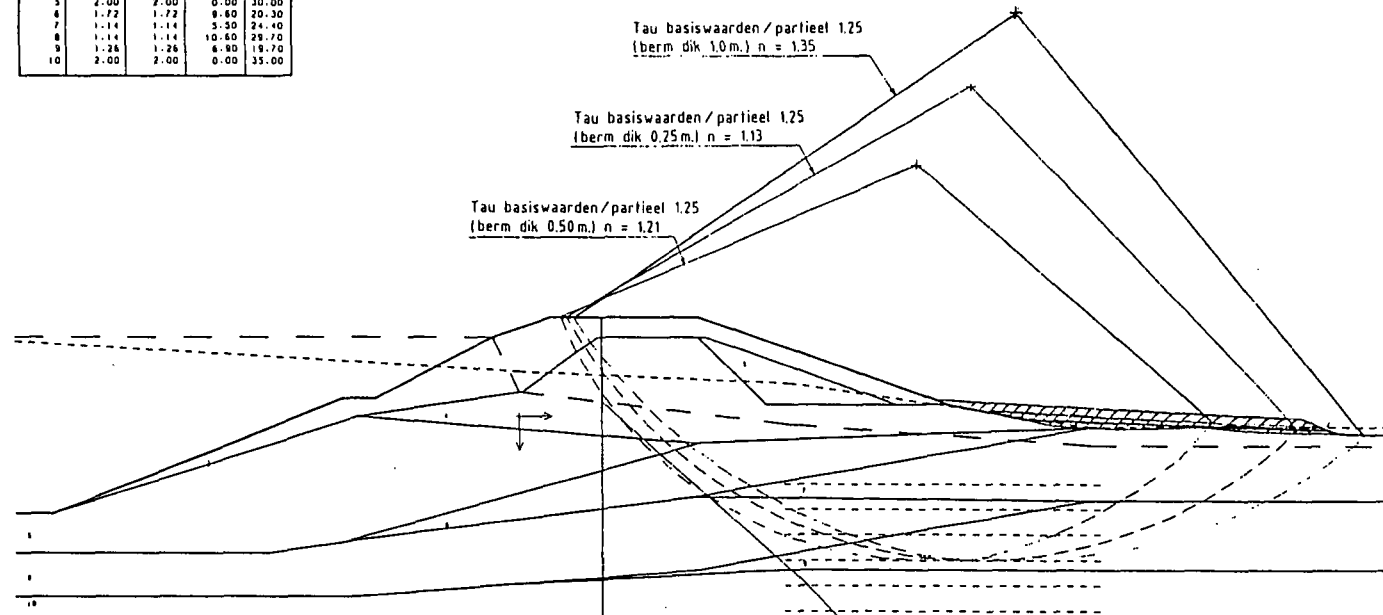


Laagnr	$\rho_{bdrng}$ t/m <sup>3</sup>	$\rho_{bowl}$ t/m <sup>3</sup>	soort	$\phi$ graden
1	1.80	2.00	0.00	30.00
2	1.80	1.80	2.50	24.00
3	1.40	1.40	0.00	33.00
4	1.98	1.98	8.80	22.20
5	2.00	2.00	0.00	30.00
6	1.72	1.72	9.80	20.30
7	1.14	1.14	5.50	24.40
8	1.14	1.14	10.60	29.70
9	1.26	1.26	8.90	19.70
10	2.00	2.00	0.00	33.00



 GRONDMECHANICA DELFT P193 TAU BASIS	Postbus 80, 2600 AB Delft Telefoon (015) 55 33 80	Telefax (015) 51 88 81 Tele (015) 55 33 80	89-03-09	
			CO-286620	ROZ
			BIJL.	

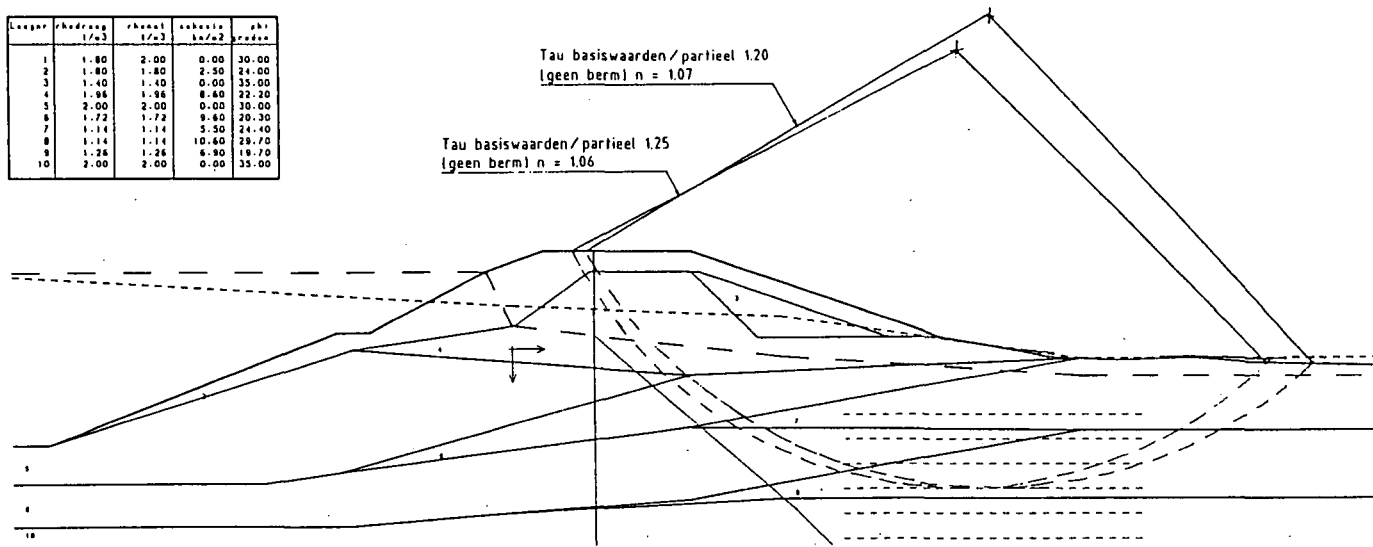
Laag	Hoofddijk l/a3	Wand l/a3	Wand b/a2	h <sub>o</sub> m
1	1.80	1.80	2.50	24.00
2	1.70	2.00	0.00	30.00
3	1.40	1.40	0.00	35.00
4	1.98	1.98	8.60	22.20
5	2.00	2.00	0.00	30.00
6	1.72	1.72	9.60	20.30
7	1.14	1.14	5.50	24.40
8	1.14	1.14	10.60	28.70
9	1.28	1.28	6.90	19.70
10	2.00	2.00	0.00	35.00




 CRONDMECHANICA DELFT	Postbus 60, 2006 AB Delft Telefoon: (015) 60 20 00 Fax: (015) 60 20 21	89-03-08	
	P193 TAU BASIS+PART. 1.25 BERM	CO-286620	ROZ
		BIJL.	

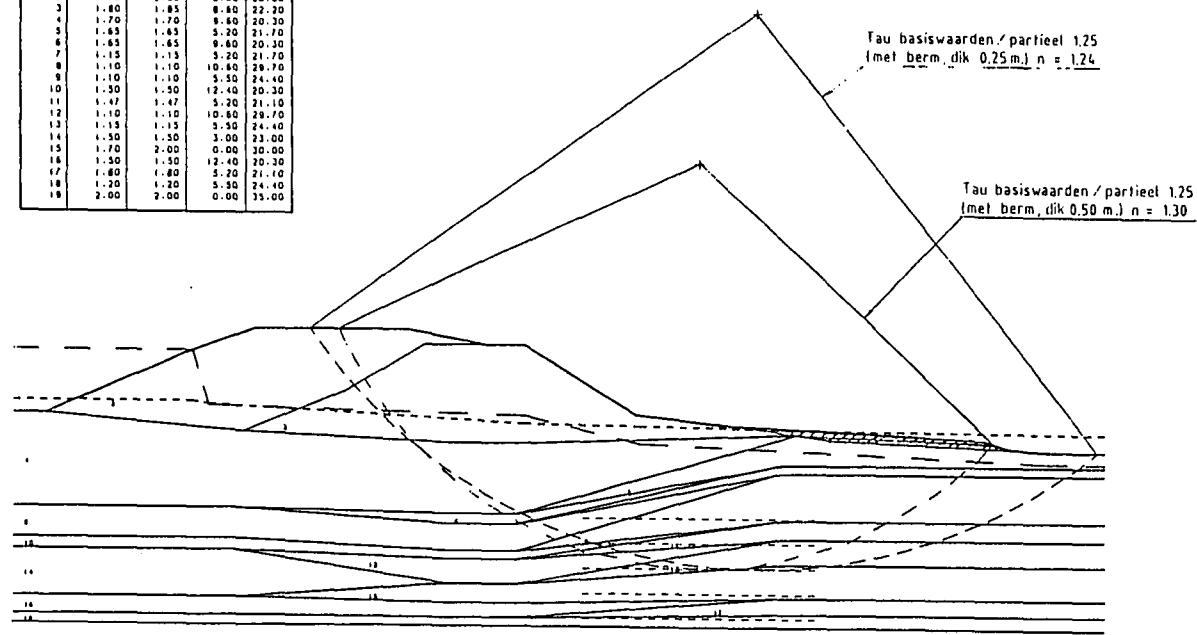


Laagnr	rhedraag 1/a3	rhenu1 1/a3	schuif b/a2	ph1 gronden
1	1.80	2.00	0.00	30.00
2	1.80	1.80	2.50	24.00
3	1.40	1.40	0.00	35.00
4	1.96	1.96	6.40	22.20
5	2.00	2.00	0.00	30.00
6	1.72	1.72	9.60	20.30
7	1.14	1.14	5.50	24.40
8	1.14	1.14	10.60	29.70
9	1.26	1.26	6.90	19.70
10	2.00	2.00	0.00	35.00



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 60, 2600 AB Delft    Telefax 0151 41 80 31 Telefoon 0151 40 35 00    Telefax 0151 41 80 31		89-03-09	
	P193 TAU BASIS		CO-286620	RQZ
			BIJL.	

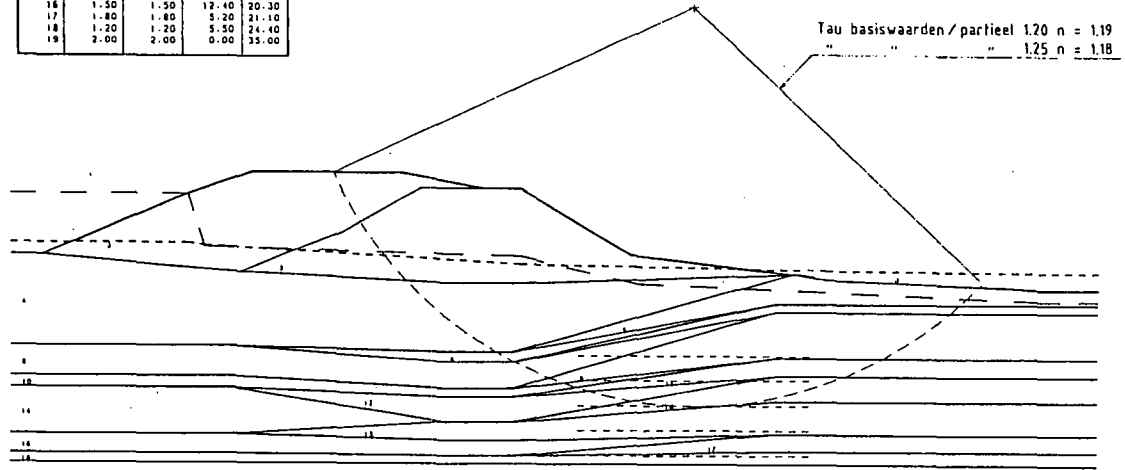
Lagor	oedring 1/a3	oheest 1/a3	oheest 1/a2	ph graden
1	1.80	1.80	2.50	24.00
2	1.70	2.00	0.00	30.00
3	1.80	1.85	8.80	22.20
4	1.70	1.70	8.80	20.30
5	1.65	1.65	5.20	21.70
6	1.65	1.65	9.60	20.30
7	1.15	1.15	5.20	21.70
8	1.10	1.10	10.80	29.70
9	1.10	1.10	5.50	24.40
10	1.30	1.50	12.40	20.30
11	1.47	1.47	5.20	21.10
12	1.10	1.10	10.80	29.70
13	1.15	1.15	5.50	24.40
14	1.50	1.50	3.00	23.00
15	1.70	2.00	0.00	30.00
16	1.50	1.50	12.40	20.30
17	1.80	1.80	5.20	21.10
18	1.20	1.20	5.50	24.40
19	2.00	2.00	0.00	35.00




0.00 10.00

 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 88, 2600 JB Delft Telefoon 0151 60 35 00 Fax 0151 60 35 21	89-03-03	
		P241 TAU BASIS+PART. 1.25 BERM	CO-286620 R02
			BIJL.

Lager	bedraag 1/m <sup>3</sup>	absoluut 1/m <sup>3</sup>	absoluut m <sup>2</sup> /a <sup>2</sup>	gaa graden
1	1.80	1.80	2.50	24.00
2	1.70	2.00	0.00	30.00
3	1.80	1.85	8.60	22.20
4	1.70	1.70	9.60	20.30
5	1.65	1.65	3.20	21.70
6	1.65	1.65	8.60	20.30
7	1.15	1.15	5.20	21.70
8	1.10	1.10	10.60	28.70
9	1.10	1.10	5.50	24.40
10	1.50	1.50	12.40	20.30
11	1.47	1.47	5.20	21.10
12	1.10	1.10	10.60	29.70
13	1.15	1.15	5.50	24.40
14	1.50	1.50	3.00	23.00
15	1.70	2.00	0.00	30.00
16	1.50	1.50	12.40	20.30
17	1.80	1.80	5.20	21.10
18	1.20	1.20	5.50	24.40
19	2.00	2.00	0.00	35.00



0.00 10.00

 Geotechnica Delft	Postbus 49, 2600 AA Delft    Telefax 18131 81 81 81 Telefoon 18131 89 39 00    Telefax 18131 81 81 81	B9-03-03	
	P241 TAU BASIS+PART.	CD-286620	ROZ
		BIJL.	

## APPENDIX G

### VEILIGHEIDSBENADERING VAN WATERKERINGEN

#### G-0 Verantwoording

Appendix G is grotendeels samengesteld uit lit. G.3, lit. G.7 en uit diverse werkdocumenten van TAW-werkgroepen en van de projectgroep 9B2 van de TAW.

#### G-1 Algemeen

##### G-1.1 Inleiding

Sedert de advisering van de Deltacommissie (lit. G.2), na de stormramp in februari 1953 worden er wetenschappelijk onderbouwde normen en rekenregels gehanteerd voor het ontwerp en voor de toetsing van veilige waterkeringen. In de latere leidraden van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen zijn de normen en regels verder ontwikkeld en uitgewerkt. Al deze rekenregels zijn gericht op het ontwerp van waterkeringen op zogenaamd maatgevende hydraulische omstandigheden.

De Deltacommissie heeft dus geen normstelling gegeven voor de te bereiken veiligheid tegen inundatie.

Zij heeft zich bepaald tot het vastleggen van de maatgevende omstandigheden door middel van de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil. De gedachte van de commissie was dat de dijken nog volledige veiligheid tegen doorbreken moeten bieden bij het optreden van een waterstand gelijk aan het ontwerppeil ( $10^{-4}$  per jaar) met bijbehorende golven.

Het zal duidelijk zijn dat de waterkering, die op die omstandigheden ontworpen is, bij gevaarlijker omstandigheden kan doorbreken (kan falen).

Zelfs bij de huidige stand van de wetenschap is het niet mogelijk exact aan te geven bij welke omstandigheden het falen van een waterkering optreedt.

Als onderdeel van de studies van de Deltacommissie is de economisch optimale doorbraakfrequentie van de dijken rond Centraal-Holland berekend. Deze frequentie is een orde 10 kleiner dan de overschrijdingskans van het ontwerppeil.

De bij deze frequentie behorende hydraulische omstandigheden werden gekarakteriseerd door het ramppeil.

De *Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering* van de TAW (lit. G.6) noemt wel een aanvaardbare doorbraakfrequentie. De maximale toelaatbare doorbraakfrequentie is tenminste een factor 10 kleiner gesteld dan de overschrijdingskans van het ontwerppeil.

De Commissie Rivierdijken (lit. G.1) heeft de maatgevende ontwerpomstandigheden gekarakteriseerd door middel van het Maatgevend Hoog Water (ontwerppeil).

De overschrijdingskans van deze waterstand bedraagt 1/1250 jaar.

In de *Leidraad* voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1 wordt de veiligheid tegen doorbraak voor een dijkring als volgt uitgewerkt.

1. dijkhoogte = M.H.W. + waakhoogte;
2. de kans op doorbraak door golfoverslag bij waterstanden lager dan M.H.W. moet kleiner zijn dan 1/12500;
3. de kans op doorbraak ten gevolge van andere oorzaken of mechanismen dient verwaarloosbaar klein te zijn (in de praktijk wordt hiervoor 1/12500 jaar aangehouden).

In de *Leidraad* voor het ontwerpen van dijken in het benedenrivierengebied, (deel 2) wordt nu een volgende stap gezet in de ontwikkeling van de ontwerpmethodiek, door uit te gaan van de veiligheid van een gebied (dijkring) ten opzichte van inundatie en daar waar mogelijk probabilistische rekenmethoden in te voeren.

Om praktische redenen zijn daarbij waar nodig de uitkomsten van de berekeningen vertaald in stabiliteitsfactoren (schadefactoren).

Deze factoren zijn zo bepaald dat aansluiting wordt verkregen bij de in het verleden gehanteerde ontwerpmethodiek, echter met dien verstande dat de flexibeler probabilistische methoden het mogelijk maken, op de plaat-

sen waar dit nodig is, beter met de omgevingsfactoren rekening te houden, dan met de regels van de Deltacommissie mogelijk is.

#### G-1.2 *De bepaling van de veiligheid van een dijkring*

Een dijkring (gebied) wordt tegen overstroming beschermd door de dijken langs deze dijkring.

Een dergelijke dijkring vormt een seriesysteem, hetgeen inhoudt dat het totaal niet sterker is dan de zwakste schakel.

Hieruit volgt dat de dijkverhoging van het eerste deel pas haar vruchten afwerpt als ook de dijken van de laatste gedeelten zijn verbeterd. In de tussenliggende periode is de kans op inundatie gelijk aan of groter dan de bezwijkkans van het slechtste stuk dijk en dat zal zeer waarschijnlijk een nog te verbeteren gedeelte zijn.

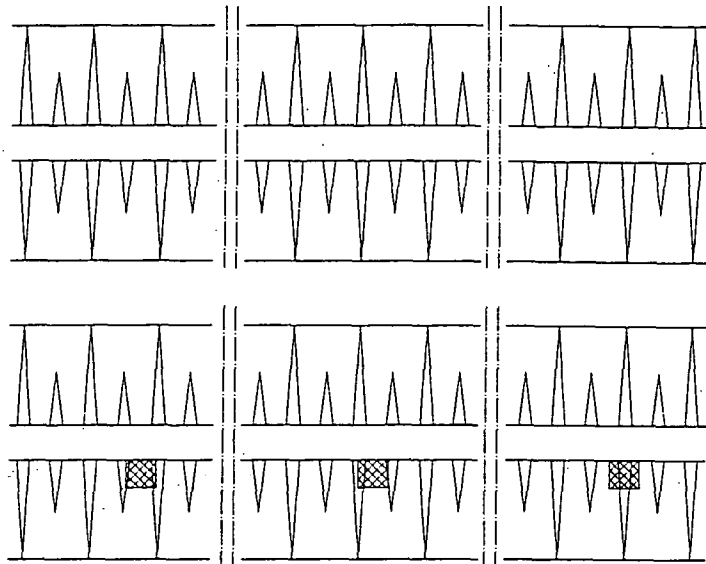
Als de dijkverbetering voltooid is, kan men het zwakste deel niet zo eenvoudig meer aanwijzen omdat alle gedeelten ontworpen zijn met één bepaald en voor alle gedeelten gelijk veiligheidsniveau in gedachten.

Toch blijft de analogie van de ketting gelden en theoretisch is aan te tonen, dat de faalkans van de ring begrensd wordt door de faalkans van de zwakste dijkmoot (ondergrens) en de som van de faalkansen van alle onafhankelijke moten (bovengrens).

Een van de problemen bij de toepassing van laatstgenoemde bovengrensbepaling, is de bepaling van het aantal onafhankelijke moten. Uit onderzoek blijkt, dat men zelfs een lange uniforme dijk zonder bebouwing op grond van de fluctuaties in bodemeigenschappen, verdeeld moet denken in moten van 30 à 100 m lang, die elk een onafhankelijke kans op afschuiven hebben.

Het is duidelijk, dat een vreemd element in de dijk, zoals bijvoorbeeld een sluis, dient te worden opgevat als een extra onafhankelijke moot.

Evenzo zal een dijk, die bebouwd is met een aantal panden die de sterkte van de dijk beïnvloeden tenminste evenveel extra moten tellen als er panden zijn (zie figuur G.1).



figuur G.1

En een groter aantal moten betekent volgens de bovengrensredenering dat faalkans per moot verkleind moet worden om aan dezelfde toelaatbare overstromingskans te kunnen voldoen.

Om deze reden is men geneigd van een vreemd element een veel grotere veiligheid (kleinere faalkans) te eisen, dan van een gewone dijk moot. Dit betekent extra zorg en het gebruik van enigszins hogere stabiliteitsfactoren bij de dimensionering van deze moten.

### G-1.3. De veiligheid van een dijk moot

Op een conceptueel niveau is ook een dijk moot een serie-systeem. Een dijk moot kan immers op een groot aantal wijzen bezwijken (zie figuur 2) en elk mechanisme kan tot inundatie leiden.

De bezwijkkans van een dijk moot is begrensd door de faalkans van het meest waarschijnlijke mechanisme (ondergrens) en de som van de faalkansen van alle mechanismen (bovengrens).

De ondergrens wordt benaderd als de mechanismen sterk gecorreleerd zijn. De mechanismen golfoverslag en overlopen zijn hiervan een voorbeeld. Zij zijn gecorreleerd via het hoogwater en men mag de bezwijkkansen van de

mechanismen niet optellen. De grootste, bijvoorbeeld de kans op overslag, is maatgevend voor de betreffende dijkmoot.

De bovengrens wordt benaderd als de mechanismen in statistische zin onafhankelijk van elkaar zijn.

Een aanvaring met een doorbraak als gevolg en een afschuiving van het binnentalud kunnen als onafhankelijk worden beschouwd en derhalve moeten de kansen van beide gebeurtenissen worden gesommeerd.

De hierboven beschreven inzichten kunnen leiden tot de volgende twee uiterste richtlijnen:

- geen enkel mechanisme mag een grotere bezwijkkans hebben dan de toelaatbare kans op overstroming (ondergrensbenadering);
- de bezwijkkans van een mechanisme hoeft niet kleiner te zijn dan de toelaatbare kans op overstroming gedeeld door het aantal mechanismen in de moot en het aantal moten in de dijkring (bovengrensbenadering).

De regels uit de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken* bevinden zich tussen deze grenzen.

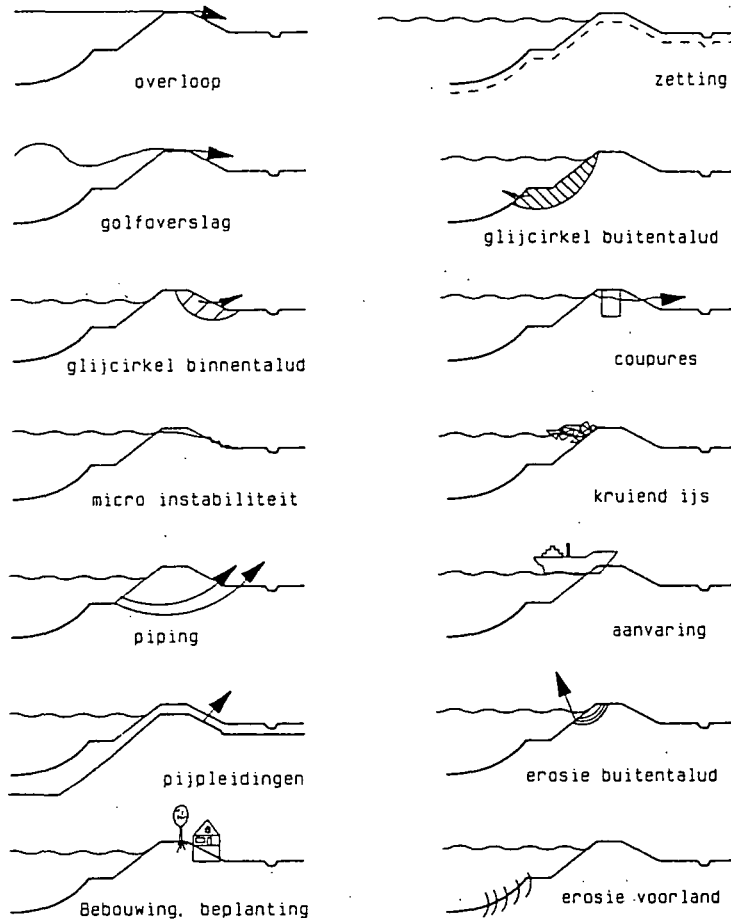
#### G-1.4 Functionele onderdelen en de verschillende faalmechanismen van de dijk

Hieronder zijn de verschillende functionele onderdelen van de dijk aangegeven alsmede een aantal van de belangrijkste faalmechanismen van de dijk.

Functionele onderdelen dijk	Mechanismen t.a.v. falen onderdelen dijklichaam
kruin binnentalud buitentalud dijkmateriaal bermen ondergrond bekleding taluds coupures, sluizen e.d. keerwanden	overslag overlopen glijcirkel binnen glijcirkel buiten piping kwel bezwijken constructies zetting bezwijken bekleding microstabiliteit opdrukken lagen erosie binnentalud erosie buitentalud erosie voorland



Door de verschillende functionele onderdelen van de dijk in verband te brengen met de faalmechanismen kan een beeld worden verkregen omtrent het bezwijkgedrag van een dijk en de daarbij belangrijkste mechanismen en onderdelen welke in beschouwing moeten worden genomen.



figuur G.2

#### G-1.5 De beoordeling van de veiligheid

Als referentie voor de veiligheidsbeoordeling is de vereiste Deltaveiligheid genomen.

Het handhaven van deze veiligheid kan in bepaalde situaties afhankelijk zijn van inspectie en onderhoud.

Gezien de beschikbare tijd is een praktische benadering uitgewerkt (in plaats van alle bezwijkansen te berekenen):

- De veiligheid ten opzichte van de volgende mechanismen wordt deterministisch vastgesteld.

- . opdrukken afsluitende laag;
- . kwel (waterdichtheid ondergrond) (piping);
- . kwel (waterdichtheid dijk) (microstabiliteit);
- . erosie buiten- en binnentalud.

De gedachte leeft dat deze mechanismen een aandeel in de kans op inundatie op kunnen leveren van ter grootte van  $\pm 20\%$ .

In het overzicht van 1.4 zijn de functionele onderdelen van de waterkering en bezwijkmechanismen weergegeven.

- . Per bezwijkmechanisme dient te worden nagegaan of de betreffende functionele onderdelen van de dijk voldoende sterk zijn.

Hiervoor zijn in de *Leidraad* voor zover nodig rekenregels gegeven.

- Bij de volgende mechanismen wordt uitgegaan van rekenregels gebaseerd op probabilistische berekeningen:

- . overslag en overlopen;
- . glijcirkels; (macrostabiliteit)
- . kunstwerken en constructies.

Deze mechanismen worden geacht een aandeel in de inundatiekans op te kunnen leveren van 70%.

De resterende 10% wordt veroorzaakt gedacht door (op dit moment) niet berekenbare invloeden zoals muskusratten, omwaaiende bomen, scheepsaanvaring e.d.

Of de procentuele verhouding zoals hier gegeven redelijk is zal in de toekomst uit onderzoek blijken.

## G-2 Aanleiding tot het onderzoek naar een andere ontwerpmethodiek

### G-2.1 Inleiding

Het uitgangspunt bij het ontwerpen van zee- en rivierdijken in Nederland is een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie. Voor de zeedijken zijn deze waterstanden voorgesteld door de Deltacommissie en vastgesteld door de Minister van Verkeer en Waterstaat: de zogenaamde ontwerppeilen (lit. G.4).

Door de Commissie Rivierdijken is aanbevolen "verbeteringen aan de rivierdijken te doen uitvoeren, zodanig dat waterstanden kunnen worden gekeerd die behoren bij een maatgevende Rijnafvoer te Lobith van 16.500 m<sup>3</sup>/s. Deze afvoer wordt overschreden met een frequentie van ongeveer 1/1250 per jaar. Deze waterstanden worden de maatgevende hoogwaterstanden (M.H.W.) 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 M.H.W.-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 moeten zijn bij het optreden van het ontwerppeil. Een eventueel ramppeil 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.

Het probleem van beide hierboven genoemde methoden is, dat geen inzicht bestaat in de werkelijke kans op inundatie.

Wanneer alle mogelijke oorzaken van het falen van een dijk bij hoogwater zouden worden geïnterpreteerd en de bijbehorende kansen van optreden worden bepaald, dan zou in principe de kans op overstroming van het door de dijk beschermde gebied kunnen worden berekend. Omdat een dergelijke berekening destijds niet goed mogelijk 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 overschrijdingskans 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 het 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 werd op 20 maart 1979 door de TAW besloten werkgroep 10 "Probabilistische methode" (thans werkgroep E) 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 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).

#### G-2.2 *De huidige ontwerppraktijk en haar tekortkomingen*

Zoals in paragraaf 2.1 reeds werd gesteld is het huidige uitgangspunt voor elk dijkontwerp een waterstand die met een van te voren vastgestelde 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 te 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 hoofdwatkeringen de minimum waakhogte "tenminste enige decimeters" zal moeten bedragen.

De praktische waarde voor de waakhogte, bestaande uit golfoploop, opwaaiing, toeslagen voor bui-oscillaties en buistoten en onzekerheden in waterstanden is uiteindelijk aangehouden op minimaal 0,5 m.

De waakhogte voor rivierdijken wordt in principe op dezelfde wijze bepaald.

In de *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 1* 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 waakhogte bij rivierdijken dient voorts voor opvang van scheepsgolven, de onzekerheid in de berekende waarde van de MHW-stand en een zekere drooglegging in verband met de berijdbaarheid e.d.

De kruinhoogte is overigens slechts één van de kenmerkende grootheden van een dijkprofiel. De overige afmetingen en kenmerken van een dijkontwerp (taludhellingen, kruinbreedte, barmen) 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 ( $c$ ,  $\phi$ ,  $k$ ,  $\gamma$ ,  $n$ ) 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 stabiliteitsfactoren 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, 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 van  $2,5 \cdot 10^{-4}$  per jaar of  $3 \cdot 10^{-4}$  per jaar.

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

- De verschillende vakken of trajecten van één dijkkring geven niet a 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 faalkansen van de dijkkring 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 ontwerppraktijk gaat aan deze overwegingen geheel voorbij waardoor het niet mogelijk is, flexibel in te spelen op de wens dijkvakken met een uitzonderlijke waarde wat te ontzien ten koste van andere vakken waar geen grote waarden aanwezig zijn.
- Per dijkvak is geen sprake van een evenwichtig ontwerp ten aanzien van 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 dijkkring heeft op enkele uitzonderingen na geen invloed op het ontwerp per dijkvak.
- De omvang van de schade heeft geen invloed op het dijkontwerp.
- De werkelijke inundatiekans van het door een dijkkring beschermde gebied is niet bekend, zodat er eigenlijk geen duidelijkheid is waarover een uitspraak wordt gedaan.

### G-2.3 *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 ten aanzien van 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, installaties voor de aanlanding en vervoer van LPG en de stormvloedkering Oosterschelde.

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 gevolg<sup>i</sup>.

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 3 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 duidelijkheid omtrent datgene waar uitspraken over gedaan moeten worden;
- er wordt inzicht verkregen in de gevoeligheid van de faalkans van het systeem voor de diverse onzekerheden. Hieruit volgt een prioriteitstelling 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;
- men verkrijgt een goede onderlinge vergelijkbaarheid van de veiligheid van dijkringen.

Voor de onderhavige studie is overigens afgezien van een volledige risico-analyse en wordt volstaan met een kans-analyse. Dit is gedaan omdat tot nu toe bij alle studies de schade gelijk is gesteld aan het totale geïnvesteerde vermogen van het gebied mede ter verdiscontering van immateriële schade. Hierdoor varieert het risico alleen nog met de kans.

#### Methoden en definities

##### De elementen van de kans-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, dat wil zeggen het voorkomen van een overstroming van een beschermd gebied, gepaard gaand met verlies aan mensens levens 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.

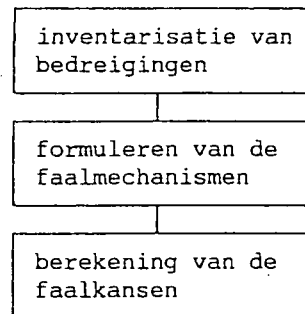
Het doel van het ontwerpen van een waterkering is te komen tot een constructie die gedurende de bouwfase en de voorgenomen levensduur een vol-



doende lage waarschijnlijkheid bezit met betrekking tot falen of bezwijken. Ten einde tot een zo goed mogelijk oordeel daarover te komen wordt een kans-analyse (zie figuur G3) uitgevoerd. De drie hoofdelementen van de kans-analyse zijn:

Bedreiging-mechanisme

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

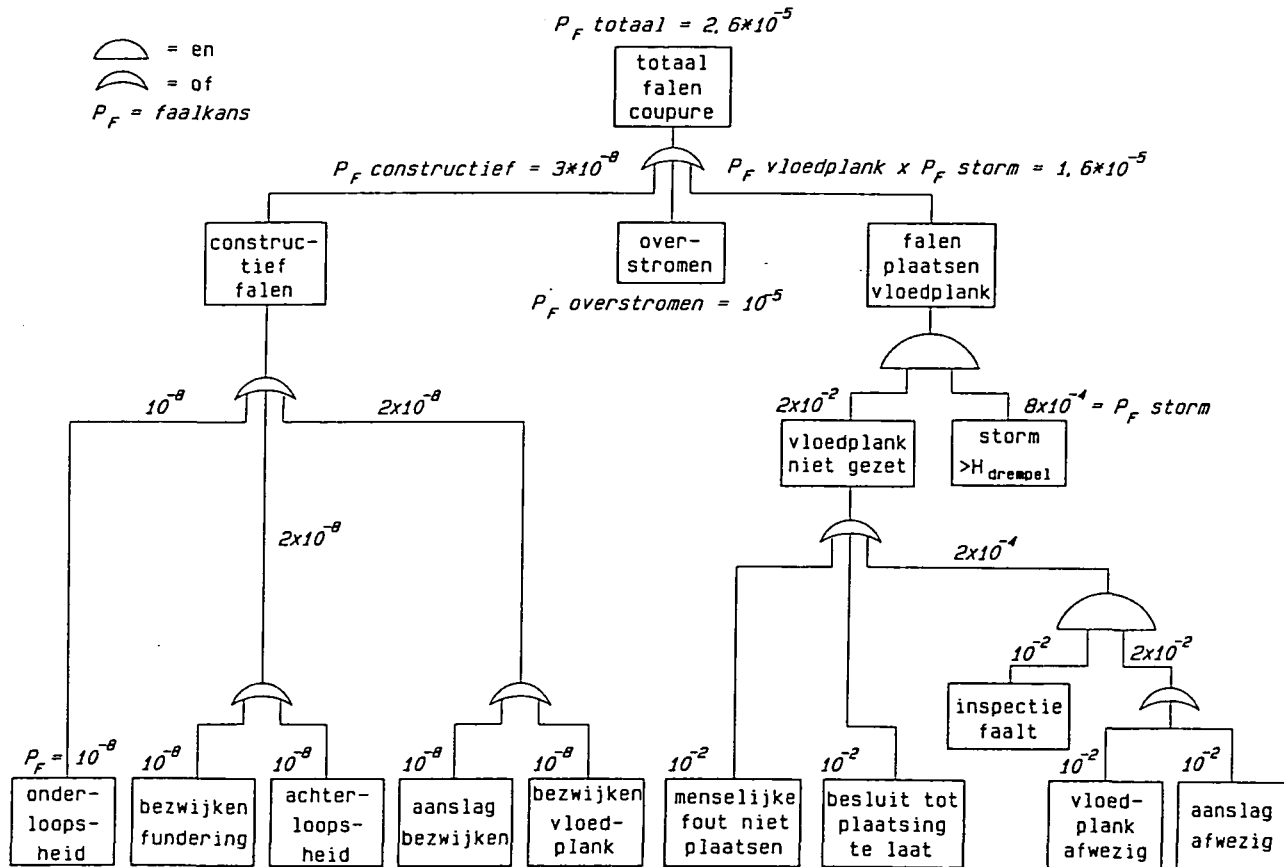


figuur G.3

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 van 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.

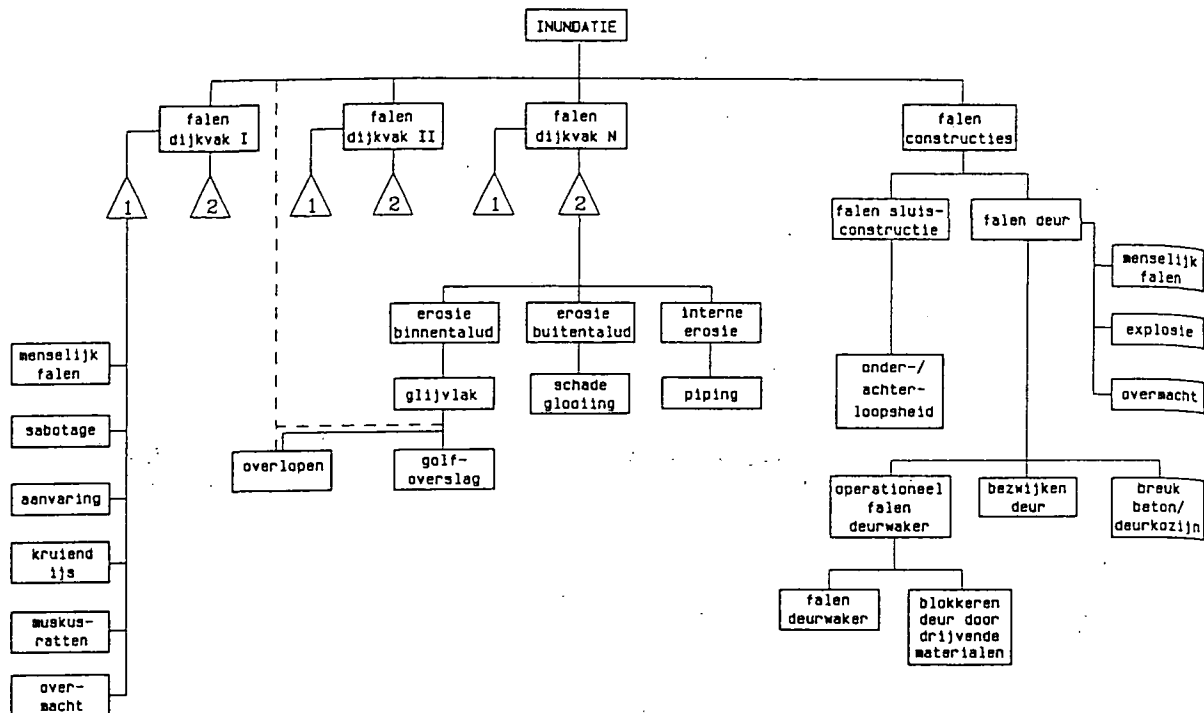
Voor een voorbeeld van een foutenboom zie figuur G.4.



figuur G.4

Bij een gebeurtenissenboom werkt men vanuit een ongewenste begingebuurtenis (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 mogelijkheid veroorzaakt kan zijn.

Figuur G.5 geeft een voorbeeld van een foutenboom van een waterkering in het algemeen.



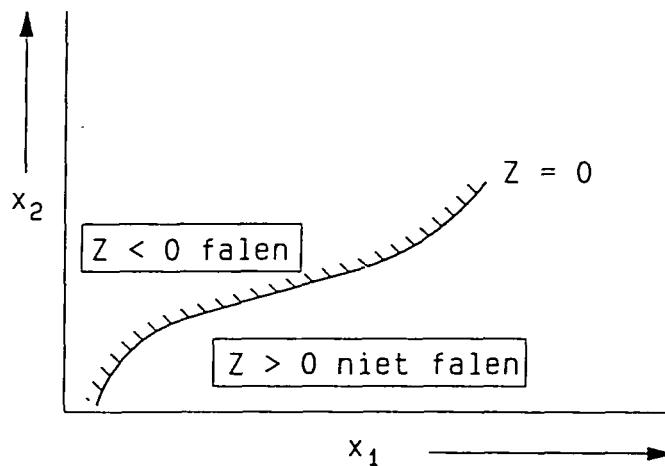
vereenvoudigde gebeurtenissen/foutenboom voor een dijk met een sluis

figuur G.5

Opgemerkt moet worden dat 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. Hulp-middelen bij het inventariseren van faaloorzaken zijn databanken, literatuurstudies, interviews, bestudering van schadegevallen, brainstorm-sessies, 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 G.6). 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 wrijving, enz. De variabelen met een stochastisch karakter worden meestal de basisvariabelen genoemd.



figuur G.6

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 zoals gebruikelijk 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 tweetal benaderende methoden, waarbij het probleem wordt gelineariseerd en alle kansdichtheidsfuncties worden vervan-

gen door kansdichtheidsfuncties van normale verdelingen.

#### Niveau I:

Deze berekeningen zijn gebaseerd op karakteristieke waarden en (partiële) materiaalfactoren.

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 in deze *Leidraad* (deel 2) gegeven schadefactoren zijn bepaald op basis van niveau II-berekeningen en vervolgens verwerkt in niveau I-berekeningen.

#### G-3 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.

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 stabiliteitsfactoren te bepalen.

Het voordeel van de kansberekening is dat men op deze wijze een zo objectief mogelijke vergelijking kan maken tussen de door systemen of onderdelen van systemen geboden veiligheid.

## G-4 Berekening faalkansen

### G-4.1 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 te zamen 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 (dat wil zeggen 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 met betrekking tot kwaliteit van de uitvoering van het opgeleverde werk vormt daarbij een aandachtspunt.

Ook de invloed van de lengte van het waterkerende element 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 probleem voor dat van de meeste grenstoestanden geen betrouwbare mathematische 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 faalkans-analyse 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 ten gevolge van explosies, stootbelastingen bij aanvaring, aardbevingen e.d. De overdrachtsfuncties, zijnde de theoretische relaties, welke worden gebruikt om de belastingen uit de natuurrandvoorwaarden te leiden, zijn niet altijd bekend.
- 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 geometrieparameters) en sterkte-eigenschappen van de grondlagen.  
De grootte van deze correlatie, alsmede het in rekening brengen hiervan, vormt thans nog onderwerp van discussie.

#### G-4.2 *Uitwerking veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van waterkeringen van een dijkring*

##### G-4.2.1 *I n l e i d i n g*

Waterkeringen dienen zodanig te worden ontworpen dat voor een dijkring een in maatschappelijk en economische zin optimale veiligheid wordt verkregen. In de praktijk speelt zich dit ontwerpproces in een aantal stappen af.

Geïdealiseerd kunnen de volgende stappen worden onderscheiden:

1. De acceptabele faalkans voor de dijkkring wordt op het hoogste niveau bepaald. Dit is in belangrijke mate een politieke afweging waarbij op macro-schaal wordt afgewogen of de kosten opwegen tegen het verkregen veiligheidsniveau.
  
2. Gegeven de faalkans voor de gehele dijkkring moeten de faalkansen per onderdeel en per mechanisme worden vastgesteld. Een echte optimalisering van de kosten is alleen mogelijk door de dijkkring als systeem te bekijken en faalkansen van verschillende onderdelen en mechanismen tegen elkaar uit te wisselen. In de praktijk is dit niet nodig en (nog) niet mogelijk, en wel om een tweetal redenen:
  - ten eerste is het slechts nodig de faalkans van een dijkkring te berekenen, omdat tot nu toe in alle studies de inundatieschade gelijk is gesteld aan het totale geïnvesteerde vermogen en daardoor het risico alleen varieert met de kans. Deze methode wordt ook hier gevolgd;
  - ten tweede is het vrijwel ondoenlijk bij het ontwerp van elk onderdeel iedere keer de gehele dijkkring te beschouwen.Derhalve dienen per onderdeel en per mechanisme globale maximaal aanvaardbare faalkansen te worden vastgesteld, welke getotaliseerd, samen de aanvaardbare faalkans voor de dijkkring (gebied) opleveren.
  
3. Op basis van de onder 2 bepaalde kansen dienen praktische ontwerp-procedures te worden vastgesteld. In een aantal gevallen zullen dat probabilistische procedures zijn (bijvoorbeeld via een niveau II-berekening). In andere gevallen zullen dit berekeningen zijn op basis van belastinggevallen, karakteristieke waarden en partiële materiaalfactoren, die worden vastgesteld met behulp van probabilistische berekeningen.

In deze appendix wordt bij wijze van voorbeeld een voorstel gedaan voor de verdeling van de faalkansen per onderdeel en per faalmechanisme. Voor de thans in werkelijkheid aangehouden verdeling van de faalkansen wordt echter als uitgangspunt gekozen, dat in het lopende dijkversterkingsprogramma geen trendbreuk mag ontstaan in de hoogteberekening van de waterkeringen, alsmede in de profielbepaling op basis van grondmechanische berekeningen. Hiertoe zijn diverse berekeningen uitgevoerd. Voorts



wordt aangegeven waar (nog) van semi-probabilistische en waar van probabilistische rekenmethoden kan worden uitgegaan. Dit is in verband met het feit dat nog niet voor alle bezwijkmechanismen rekenmodellen voorhanden zijn ter bepaling van de faalkansen.

Dat in deze *Leidraad* desondanks wordt uitgegaan van een probabilistisch model wordt veroorzaakt door de keuze om bij het opstellen van dijkversterkingsplannen flexibeler dan tot nu toe in te kunnen spelen op aanwezige waarden en de daaruit voortvloeiende wens deze te kunnen behouden. Als belangrijkste faaloorzaken dienen in een volledige beschouwing meegenomen te worden:

- overlopen;
- overslag;
- afschuiving;
- piping;
- microinstabiliteit;
- erosie buitentalud;
- falen van kunstwerken;
- imponderabilia (zoals bomen, muskusratten, scheepsaanvaring).

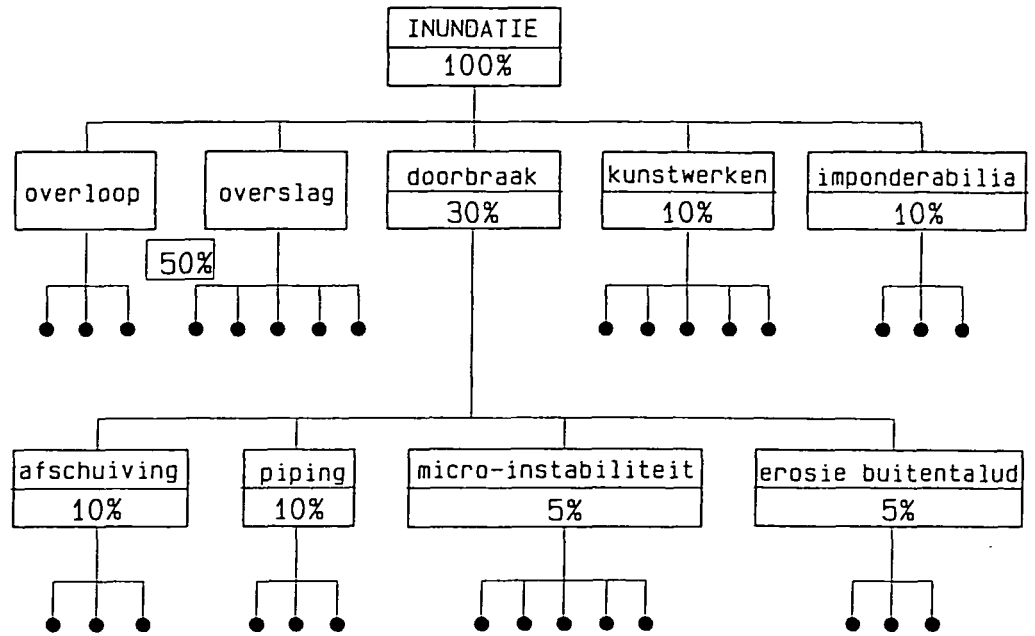
#### G-4.2.2 De faalkans van een dijkkring

Een dijkkring is opgebouwd uit een aantal elementen: een element is bijvoorbeeld een dijksegment met een gegeven geometrie en oriëntatie, een waterbouwkundig kustwerk, een duinsectie, etc. Elk van deze, stel  $n$ , elementen kent een aantal, stel  $m$ , faalmechanismen:

$$F_{ij} = \text{mechanisme } j \text{ van element } i$$

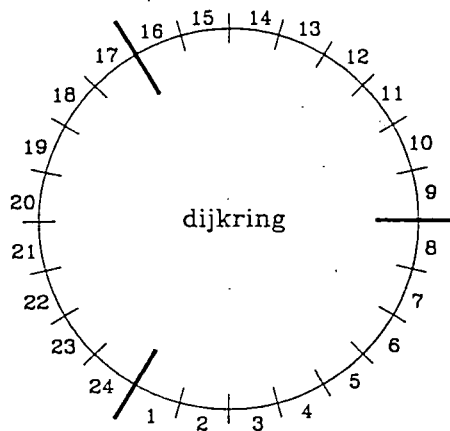
Voor de verdere behandeling is het overigens doelmatiger de volgorde om te keren: We gaan uit van  $m$  hoofdmechanismen en onderscheiden per hoofdmechanisme een aantal elementen. De reden is dat voor ieder hoofdmechanisme er een verschillend aantal elementen in de kering beschouwd moet worden omdat bij ieder mechanisme een andere correlatielengte hoort.

In figuur G.7 is een elementaire foutenboom weergegeven voor het falen van een dijkkring, met als voorbeeld een geschatte verdeling van de faalkansen.



figuur G.7

Stel nu dat voor de dijkkring en voor de gezamenlijke mechanismen een faalkans 100% per jaar als aanvaardbaar maximum wordt genomen. We zullen dan een soort "begroting" moeten opstellen voor de verdeling van de faalkans over de verschillende faaloorzaken en de verschillende elementen. De hoofd-mechanismen en de elementen zijn meestal niet volledig afhankelijk dan wel volledig onafhankelijk, zodat in principe een moeilijke som ontstaat. Naar oud ingenieursgebruik lijkt het verstandig de moeilijke som voorlopig te laten voor wat hij is en een conservatieve benadering toe te passen. In een volgend stadium kan, indien nodig, de berekening worden aangescherpt. De benadering bestaat uit de veronderstelling dat alle faalmechanismen ongecorrleerd zijn en de faalkans kan worden berekend via het sommeren van alle faalkansen. Alleen in het geval van duidelijke volledige afhankelijkheid wordt de ondergrens toegepast.



figuur G.8

In figuur G.8 is een dijkring met 3 deelverzamelingen volledig gecorrleerde elementen weergegeven:

$$k_{j1} = ( 1 \dots 8 )$$

$$k_{j2} = ( 9 \dots 16 )$$

$$k_{j3} = ( 17 \dots 24 )$$

Voor elk van de deelverzamelingen wordt dan eerst de maximale kans bepaald, waarna wordt gesommeerd over de drie deelverzamelingen.

De keuze van datgene wat als onderdeel of element wordt aangemerkt dient per mechanisme verstandig te worden gekozen. Hierop wordt bij de bespreking van de afzonderlijke mechanismen teruggekomen.

Afgezien van een statistisch probleem is de verdeling van de faalkans over de verschillende mechanismen ook een economisch probleem.

Mechanismen waarvan de faalkans met relatief weinig geld kan worden gereduceerd, kunnen zonder bezwaar op een lage streefwaarde worden gesteld, terwijl de dure onderdelen zo hoog mogelijk moeten worden begroot.

Op basis van ervaring en gangbare praktijk wordt voorlopig onderstaande begroting voorgesteld (zie als voorbeeld tabel G.1).

Onderscheid wordt daarbij gemaakt tussen een "begin van falen" en "volledige inundatie". In feite hebben we natuurlijk te maken met een volledig glijdende schaal, maar uitwerking daarvan moet zeker nog als toekomstmuziek worden beschouwd.

Tabel G.1: Begroting faalkans voor een dijkkring.

Mechanisme	Begin van falen (SLS) *	Volledige inundatie (ULS) *
overlopen	} 1	0,5
overslag		
afschuiving	1	0,1
piping	1	0,1
erosie binnentalud	0,5	0,05
erosie buitentalud	0,5	0,05
falen van kunstwerken	1	0,1
imponderabilia	1	0,1

\* Uitgedrukt in aantal malen de toelaatbare inundatiekans (norm per jaar).

De totale inundatiekans (volledige inundatie) voor de ring komt zo op 100% per jaar (1x de norm).

Bovengenoemde getallen zijn ook in de boom van figuur G.7 opgenomen.

De kansen op begin van falen zijn een factor 10 hoger aangehouden, behoudens die voor overlopen en overslag, waarvoor een factor 2 is gehanteerd.

Dit houdt verband met de veiligheidsreserve welke op dat moment nog aanwezig is.

De hierboven als voorbeeld gegeven verdeling is gekozen op basis van een aantal aannamen, berekeningen, soms gangbare praktijk en inschatting.

Voor overlopen en overslag zijn oriënterende berekeningen gemaakt waaruit het grote aandeel in het tot stand komen van deze mechanismen in de inundatiekans is gebleken.

Voor de onderdelen afschuiving en falen kunstwerken is het gekozen percentage hier en daar gangbare praktijk, terwijl de overige verdeling is gekozen op basis van een inschatting aangezien statistische gegevens ontbreken.

#### G-5 Verdeling van de faalkans over de onderdelen

##### G-5.1 Overloop (waakhoogte berekening)

Indien de waterstand rond de dijkkring afhangt van een enkele stochast (rivierafvoer of zeestand) dan is sprake van een volledige correlatie van de gebeurtenissen.

Indien de waterstand afhangt van meerdere parameters en dit niet op iedere lokatie in gelijke mate (zoals in het overgangsg gebied) dan wordt de faalkans groter. In figuur 3 is een situatie geschetst voor het geval van een dijkkring met twee onafhankelijke bedreigingen. Indien de verschillende elementen allemaal dezelfde faalkans bezitten is de faalkans van het systeem afhankelijk van de vorm van het faalgebied.

Als begin van falen kan worden aangehouden dat de waterstand juist gelijk is aan de kruinhoogte. Volledige inundatie correspondeert met doorbraak of een zodanig debiet dat normale waterafvoer in de polder niet meer afdoende is. Dit zal per geval moeten worden beoordeeld.

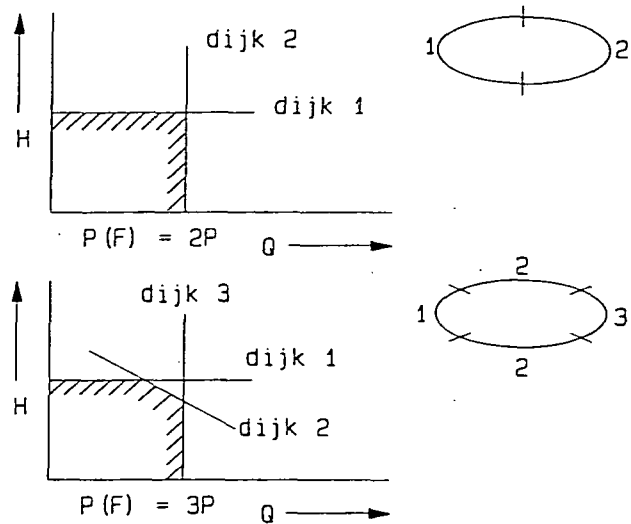
Overigens kan uit de formule voor een volkomen overlaat worden berekend, dat reeds bij een waterhoogte van enkele cm's zodanige hoeveelheden water over de dijk stromen, dat van doorbraak of inundatie en derhalve falen kan worden uitgegaan.

De kans dat de waterstand boven de kruin van de dijk uitstijgt en de dijk faalt hangt samen met de sterkte (hoogte en taludbekleding) en belasting inclusief de spreiding (onzekerheden) daarin.

De van belang zijnde factoren zijn:

- de kruinhoogte;
- waterstand;
- extrapolatie van de waterstandlijn;
- lokale opzet;
- de taludbekleding en taludhelling;
- zeespiegelrijzing;
- zettingen.

Op grond van deze factoren kan worden uitgerekend wat, rekening houdend met een kansbijdrage van bijv. 10%, de waakhoogte in een bepaald profiel dient te zijn. Bij de berekening dient rekening te worden gehouden met de verschillende, als onafhankelijke hydraulische regimes te onderkennen gedeelten van de dijkkring. Op deze wijze wordt een waakhoogte gevonden welke het minimum van 0,5 m te boven kan gaan. Vanwege het voorkomen van trendbreuk wordt thans nog een minimum waakhoogte van 0,50 m aangehouden.



figuur G.9

Falen van een dijk door overloop bij twee onafhankelijke bedreigingen  $H$  en  $Q$  is weergegeven in figuur G.9. De faalkans  $P(F)$  hangt af van de vorm van het faalgebied.

Aangenomen is dat iedere dijk individueel een kans  $P$  heeft.

### G-5.2 Golfoverslag

De kans dat meer dan toelaatbare golfoverslag optreedt en bezwijken ontstaat wordt voornamelijk bepaald door:

- windsnelheid;
- windrichting;
- kruinhoogte en taludhelling;
- taludbekleding;
- waterstand;
- extrapolatie waterstandslijnen;
- lokale opzet en golven;
- zeespiegelrijzing;
- zetting

en de spreiding in al deze parameters.

Onder bepaalde omstandigheden is de faalkans van het systeem gelijk aan die van het zwaarst belaste element. Deze omstandigheden zijn:

- alle elementen hebben dezelfde oriëntatie en geometrie;
- wind en waterstand zijn volledig gecorreleerd.

Als hier niet aan voldaan wordt treedt een vorm van seriesysteem op. Neem als voorbeeld een meer (zie figuur G.10) met een waterstand die onafhankelijk is van de wind. De kans op falen van de gehele dijkkring is dan ca. 8 maal de faalkans van een enkele dijksectie. Hierbij dient te worden opgemerkt dat op dit moment nog niet met de spreiding in de verschillende parameters rekening wordt gehouden. De gevonden kansen zijn dan ook gemiddelde waarden.

In het geval van een zeedijk is sprake van ca. 3 equivalent onafhankelijke windrichtingen. Indien er verschillende dijkprofielen worden toegepast, dan wel de strijklengte en voorlandsituatie van punt tot punt verschillen, loopt de faalkans verder op met een factor  $\pm 2$  (zie figuur G.11).

Een veiligheidsvoorschrift ten opzichte van golfoverslag kan er dus als volgt uit zien, indien gekozen wordt voor een vak voor vak berekening zonder naar de gehele ring te kijken:

$$\text{- rivierdijk: } P\{F_{ij}\} < \frac{0,19 P_{MHW}}{r}$$

$$\text{- zeedijk : } P\{F_{ij}\} < \frac{0,5 P_{MHW}}{r_i}$$

waarin:  $r = r_{bf} = 1$  (begin falen),

$r = r_i = 10$  (inundatie)

$P_{MHW}$  = overschrijdingsfrequentie gebiedsnorm.

De factor  $r$  brengt in rekening dat overschrijden van een golfoverslag-criterium nog niet direct tot inundatie hoeft te leiden.

Uitgegaan kan worden van het begin van falen ( $r_{bf}$ ) of van inundatie ( $r_i$ ). De waarde (0,19 c.q. 0,50) vóór  $P_{MHW}$  brengt het effect van de dijkkringbenadering in rekening.

Tot slot is de kans op golfoverslag uitgerekend voor een overgangsgebied. Aanwezig is een gebied dat uitsluitend door de zee wordt aangevallen, een gebied dat uitsluitend door een rivier wordt aangevallen en een gebied dat door beide wordt aangevallen. In elk van de gebieden liggen dijken op alle windrichtingen. Het resultaat van de berekening is dat de faalkans voor het gehele gebied ruim 12x de faalkans van een individuele dijk is. In deze berekening is geen rekening gehouden met verschillen in dijkprofiel, voorland of strijklengte en de spreiding (onzekerheden) in de overige parameters.

Derhalve:

$$\text{Overgangsgebied: } P\{F_{ij}\} < \frac{0,13 P_{MHW}}{r}$$

Voor  $r$  geldt dezelfde overweging als hierboven.

Op grond van een aantal toetsingsberekeningen is de factor 0,13 en de waarde van  $r$  zodanig bepaald dat op dit moment geen trendbreuk optreedt ten opzichte van de tot nu toe gehanteerde rekenwijze.

Overigens zijn in de *Leidraad* enige methoden opgenomen waarmee het aspect golfoverslag en overlopen in één keer kunnen worden meegenomen.

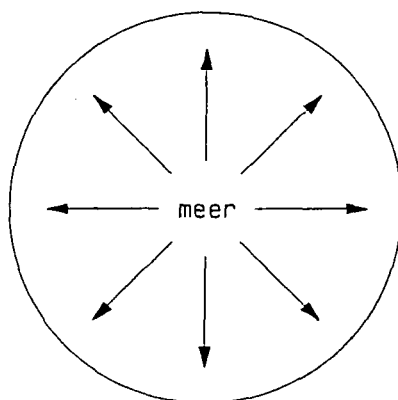


Deze methoden zijn:

De zogenaamde "Belastinggevallenmethode" en de "Frequentiemethode van de provincie Zuid-Holland".

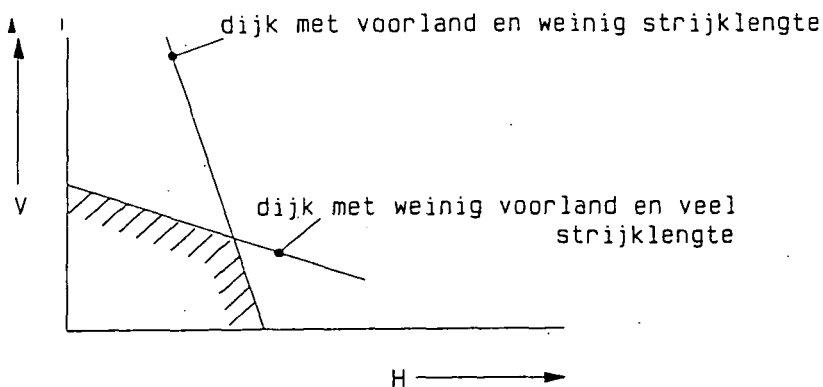
Bij de belastinggevallenmethode is een zodanige set belastingsituaties gekozen dat in elk geval aan de vereiste veiligheid ten aanzien van overlopen en overslag wordt voldaan. Optimalisering is verder echter niet meer mogelijk.

Bij de frequentiemethode is het mogelijk om op een redelijk eenvoudige manier de gehele dijkkring in één keer te bezien ten aanzien van overlopen en overslag en daarna te optimaliseren in de hoogte.



figuur G.10

Bij een meer of een dijkkring met rondom water kunnen bijvoorbeeld, zie figuur G.10, ca. 8 onafhankelijke windrichtingen worden onderscheiden: De kans  $P(F) = 8p$ .



figuur G.11

In figuur G.11 is het principe van het faalgebied bij dijken met verschillende profielen, voorland, strijklengte, etc. weergegeven.

### G-5.3 Afschuiving

#### G-5.3.1 Schadefactoren eindfase

##### G-5.3.1.1 Uitgangspunten

De Leidraad staat een semiprobabilistische analyse voor, rekenend met (deel 1, hoofdstuk 11).

- De ontwerpwaarde voor het aandrijvend moment. Dit is het moment dat berekend is op basis van ontwerpwaarden voor belastingen, vermenigvuldigd met een gevoeligheidsfactor  $\gamma_d$  en een schadefactor  $\gamma_n$ .
- De ontwerpwaarden voor het maximaal mobiliseerbare tegenwerkende moment. Dit is het moment dat berekend is op basis van karakteristieke (5% ondergrens) waarden voor de over een glijvlak gemiddelde mobiliseerbare schuifsterkte, gedeeld door materiaalfactoren  $\gamma_m$ .

De gevoeligheidsfactor  $\gamma_d$  verdisconteert onzekerheden ten aanzien van het rekenmodel. In deel 1 wordt aanbevolen om bij gebruik van de Bishop-methode  $\gamma_d=1$  te kiezen.

De materiaalfactoren verdisconteren verschillen tussen beproevingsmethoden en onzekerheden ten aanzien van de Coulombse beschrijving van de schuifsterkte. In deel 1 worden waarden voor deze factoren aanbevolen. In deze appendix wordt uitgegaan van de daar genoemde waarden.

De schadefactor verdisconteert het in deel 1 gekozen uitgangspunt voor de veiligheidsanalyse, dat bij waterstanden gelijk of lager dan het ontwerppeil (OP) de kans op overstroming als gevolg van instabiliteit voldoende klein moet zijn. In deel 1 wordt een tweetal schadefactoren aanbevolen, namelijk 1,0 voor het buitentalud en 1,1 voor het binnentalud. De gedachte daarbij was dat bezwijken van het buitentalud qua gevolg minder ernstig zou zijn omdat dit optreedt na hoogwater, en dat in het bovenrivierenregime de tijd tot een volgend hoogwater voldoende zou zijn voor reparatie van schade aan de waterkering. In het benedenrivierengebied is die argumentatie niet van toepassing; derhalve wordt hier geen onderscheid gemaakt tussen schadefactoren voor buiten- en binnentalud. In deel 2 van de Leidraad wordt voor wat betreft de hoogte van de waterstanden wel onderscheid gemaakt naar de volgende zaken:

1. Het algemene veiligheidsniveau van de waterkering, uitgedrukt in overschrijdingsfrequenties van het ontwerppeil (1/1.250, 1/3.000, 1/4.000, 1/10.000 per jaar).
2. Het in waarschijnlijkheid wel of niet samenvallen van hoogwater en eventuele instabiliteit.
3. Het lengte-effect: daarmee wordt bedoeld dat de kans op het optreden van een eventuele instabiliteit afhankelijk is van de totale lengte van de waterkering.

Van de drie genoemde zaken heeft, strikt genomen, alleen de eerste relatie met de schadefactor, omdat in de normstelling (1/1.250, 1/3.000 enz.) de grootte van de schade bij overstroming geacht wordt te zijn verdisconteerd. Veiligheidseisen die voortkomen uit de twee laatstgenoemde zaken zijn echter voor het gemak opgenomen in de schadefactor. Voor de drie genoemde factoren worden schade-deelfactoren geformuleerd, namelijk  $\gamma_{n,f}$  (in verband met de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil (OP)),  $\gamma_{n,c}$  (in verband met al dan niet correlatie tussen hoogwater en eventuele instabiliteit) en  $\gamma_{n,L}$  (in verband met lengte-effect). Het produkt van de drie is de totale schadefactor,  $\gamma_n$ .

#### G-5.3.1.2 Werkwijze

De werkwijze bij de berekening is als volgt. Als uitgangspunt wordt genomen de bijdrage aan de kans op overstroming die maximaal door het mechanisme instabiliteit mag worden geleverd. Deze bijdrage wordt gelijk genomen aan 1/10 van de kans op overschrijden van het ontwerppeil.

De kans op overstromen als gevolg van instabiliteit is gelijk aan de kans op instabiliteit, vermenigvuldigd met de kans op overstromen, gegeven een instabiliteit. De laatste is afhankelijk van het al dan niet samengaan van hoogwater en instabiliteit. Via een eenvoudig model wordt deze kans globaal geschat. We noteren die kans als  $P_f|_{inst}$ .

De kans op een instabiliteit ergens binnen de totale lengte van de waterkering rond de dijkring wordt berekend als de kans dat in een doorsnede (lees dijkvak) instabiliteit optreedt, vermenigvuldigd met een factor die een (lineaire) functie is van de totale lengte.

$$P_{inst} = (1 + \alpha \frac{L}{l}) P_{loc} \quad (G.1)$$

In deze vergelijking is  $P_{inst}$  de kans op instabiliteit ergens in de totale strekking,  $P_{loc}$  de kans op instabiliteit in een doorsnede,  $L$  de totale lengte van de waterkering,  $l$  de representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (50 à 60 meter),  $\alpha$  een factor waarin twee zaken verdisconteerd zijn, namelijk:

1. Het feit dat niet alle representatieve vakken met lengte  $l$  substantieel bijdragen aan de totale kans op instabiliteit. Een globale inventarisatie van de Alblasserwaard, voor zover onderzocht op het tijdstip van schrijven van deze appendix, leverde op dat gemiddeld slechts een op de tien dijkvakken substantieel bijdraagt aan de totale kans op instabiliteit.
2. Het feit dat de dijkvakken gecorreleerde bijdragen leveren aan de kans op instabiliteit. De correlatie zit daarin dat overal met dezelfde gemiddelde waarden van schuifsterkte parameters, zoals bepaald uit een proevenverzameling, wordt gerekend.

Globale analyse leert dat de waarde van  $\alpha$  op ongeveer 1/30 moet worden geschat.

Al met al komen we op de volgende ongelijkheid, waaraan moet worden voldaan

$$P_f = P_{f|inst} P_{inst} = P_{f|inst} P_{loc} (1 + \alpha \frac{L}{l}) \leq \frac{1}{10} P(H > OP) \quad (G.2)$$

Hierin is  $P_f$  de kans op overstroming als gevolg van instabiliteit en  $P(H > OP)$  de kans op overschrijden van het ontwerppeil. De overige symbolen zijn eerder gedefinieerd.

Uit deze relatie volgt de kans op het optreden van instabiliteit op een bepaalde locatie, die toelaatbaar is

$$P_{loc, toel} \cong \frac{\frac{1}{10} P(H > OP)}{(1 + \alpha \frac{L}{l}) P_{f|inst}} \quad (G.3)$$

Uit deze kans wordt via een globale probabilistische analyse de benodigde schadefactor als volgt berekend.

De met  $P_{loc,toel}$  geassocieerde betrouwbaarheidsindex wordt berekend als:

$$\beta_{nodig} = \Phi^{-1}(P_{loc,toel}) \quad (G.4)$$

waarin  $\Phi^{-1}$  de inverse Gausse kansfunctie is.

De in een profiel aanwezige betrouwbaarheidsindex kan globaal geschreven worden als:

$$\beta_{aanw} \cong \frac{1 - \bar{M}_O / \bar{M}_R}{V_{M_R}} \quad (G.5)$$

waarin  $\bar{M}_O$  de verwachtingswaarde van het aandrijvend moment,  $\bar{M}_R$  de verwachtingswaarde van het maximaal mobiliseerbare tegenwerkend moment en  $V_{M_R}$  de variatiecoëfficiënt van dit laatste moment van de kritieke glijcirkel zijn. Uit ervaring met probabilistische stabiliteitsanalyses blijkt dat  $V_{M_R} \cong 0,08$  een praktische waarde is.

In een semiprobabilistische stabiliteitsanalyse, die in de *Leidraad* wordt voorgestaan, wordt gerekend met de karakteristieke waarde van het tegenwerkende moment.

$$M_{R,kar} = \bar{M}_R (1 - 1,64 V_{M_R}) \quad (G.6)$$

en het toetscriterium is:

$$\frac{\gamma_n \gamma_d \bar{M}_O}{\frac{M_{R,kar}}{\gamma_m}} \leq 1 \quad (G.7)$$

Uit (6) en (7) volgt dan voor kritieke cirkels die niet voldoen:

$$\frac{\bar{M}_O}{\bar{M}} \cong \frac{1 - 1,64 V_{M_R}}{\gamma_n \gamma_d \gamma_m} \quad (G.8)$$

waaruit volgt met behulp van (5), in het grensgeval:

$$B_{aanw} \cong \left\{ 1 - \frac{(1 - 1,64 V_{M_R})}{\gamma_n \gamma_d \gamma_m} \right\} \frac{1}{V_{M_R}} \quad (G.9)$$

In het grensgeval is  $B_{aanw} = B_{nodig}$ . Voor de schadefactor  $\gamma_n$  vinden we derhalve:

$$\gamma_n = \frac{1 - 1,64 V_{M_R}}{(1 - B_{nodig} V_{M_R}) \gamma_m \gamma_d} \quad (G.10)$$

Met behulp van (10), (4) en  $V_{M_R} \cong 0,08$ ,  $\gamma_d = 1,0$  en een gemiddelde waarde  $\gamma_m = 1,2$  (volgens deel 1 van de Leidraad), kunnen we de benodigde schadefactor  $\gamma_n$  berekenen. Uit (3) volgt dat die afhankelijk moet zijn van de overschrijdingsfrequentie van OP, de kans op overstromen gegeven instabiliteit en de lengte van de waterkering. Alleen de kans op overstromen, gegeven een instabiliteit, is nog een onbekende grootte.

#### G-5.3.1.3 Kans op overstromen, gegeven een instabiliteit

We onderscheiden twee gevallen.

1. Het optreden van een eventuele instabiliteit hangt in de ontwerpbe-rekening samen met het optreden van hoogwater. Aannemende dat door instabiliteit de kruin wordt aangetast, is het gevaar van overstroming niet denkbeeldig. Een redelijke, doch conservatieve aanname lijkt in dat geval:

$$P_{f|inst} = 1 \quad (G.11)$$

2. Het optreden van instabiliteit hangt in de ontwerpberoekeningen niet samen met het optreden van hoogwater. In dat geval is  $P_{f|inst} < 1$  en afhankelijk van de mate waarin de kruin is aangetast door de instabiliteit.

Stel dat de kruin tot een niveau  $\xi$  is gedaald, dan is overstroming alleen mogelijk als de waterstand hoger is dan dit niveau. De kans op overstroming is derhalve dan gelijk aan de kans dat de waterstand hoger wordt dan niveau  $\xi$ , waarbij steeds vermenigvuldigd wordt met de kans dat de kruin tot dat niveau daalt; in formulevorm:

$$P_{f|inst} = \int_{h_{min}}^{h_0} P_h(\xi|inst) P(H \geq \xi) d\xi \quad (G.12)$$

In (G.12) is  $P_h(\xi|inst)$  de kansdichtheid dat de kruinhoogte daalt tot het niveau  $\xi$ , en  $P(H \geq \xi)$  de kans dat de waterstand boven het niveau  $\xi$  uitkomt. De grenzen  $h_0$  en  $h_{min}$  zijn de praktische mogelijk uiterste niveaus voor de kruin na optreden van de instabiliteit.  $h_0$  is daarbij de oorspronkelijke kruinhoogte.

De kansverdeling voor de hoogwaterstanden is meestal een bekende grootte, bepaald op basis van grote aantallen waarnemingen van extreme hoogwaterniveaus. De kansverdelingsfunctie die voor de statistische beschrijving gekozen wordt is meestal een Gumbel-verdeling:

$$P(H > \xi) = 1 - \exp(-\exp(-\frac{\xi - H_0}{a})) \quad (G.13)$$

of een exponentiële verdeling

$$P(H > \xi) = \exp(-\frac{\xi - H_0}{a}) \quad (\xi > H_0) \quad (G.14)$$

Over de kansdichtheidsverdeling van de kruinhoogten na instabiliteit is weinig bekend. We zullen hier een tentatieve veronderstelling doen, namelijk dat die verdeling uniform is tussen  $h_{min} = h_0 - \Delta h$  en  $h_0$  (oorspronkelijke hoogte).

$$P_h(\xi|inst) = \frac{1}{\Delta h} (h_0 - \Delta h \leq \xi \leq h_0) \quad (G.15)$$

Deze keuze leidt, samen met de hoogwaterstandverdeling (G.14), tot de volgende uitdrukking voor de conditionele overstromingskans

$$P_{f|inst} = 1 + \frac{a}{\Delta h} \left\{ E_1\left(\exp\left(-\frac{h_0 - \Delta h - H_0}{a}\right)\right) - E_1\left(\exp\left(-\frac{h_0 - H_0}{\Delta h}\right)\right) \right\} \quad (G.16)$$

waarin  $E_1()$  de exponentiële integraal:

$$E_1(x) = \int_x^{\infty} \exp(-\xi) \frac{1}{\xi} d\xi \quad (G.17)$$

Voor kleine waarden van  $x$  is:

$$E_1(x) \cong -\gamma - \ln(x) \quad (x < 0,1) \quad (G.18)$$

( $\gamma$  = Eulers constante  $\cong 0,577$ ) en voor grote waarden van  $x$  gaat

$E_1(x) \rightarrow 0$ ; bijvoorbeeld  $E_1(1) \cong 0,20$ ,  $E_1(2) \cong 0,05$ .

We beschouwen nu een rekenvoorbeeld. Voor de parameters van de waterstandverdeling kiezen we:

$$H_0 \cong 2,10 \quad a = 0,20$$

Dit zijn, bij benadering, de parameters voor hoogwaterstanden bij Slie-drecht. Voor  $h_0$ , de hoogte van de dijk kruin kiezen we het hoogwaterniveau met 1/4.000 per jaar overschrijdingskans vermeerderd met 0,5 m, dus  $h_0 = 4,25$  m (+NAP).

Nemen we  $\Delta h = 1$  m in vergelijking (G.16), dan vinden we

$$P_{f|inst} \cong 0; \text{ voor } \Delta h = 2 \text{ is } P_{f|inst} \cong 0,0427$$

Voor nog grotere waarden van  $\Delta h$  neemt de kans sterk toe, ongeveer volgens:

$$P_{f|inst} = 1 - \frac{2}{\Delta h} \quad (\text{voor } \Delta h > 3) \quad (G.19)$$

Maar de kans op zulke grote kruindalingen als gevolg van instabiliteit moet gering geacht worden.

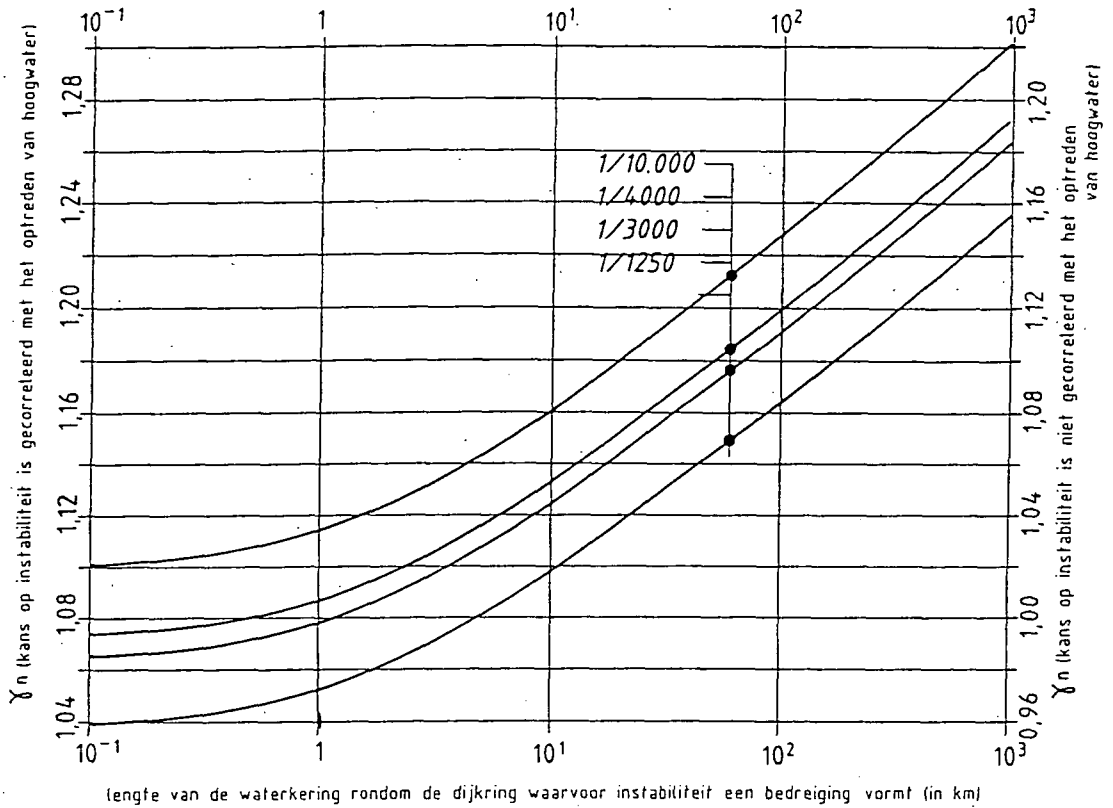
Als praktische bovengrens voor de kans op overstroming gegeven instabiliteit, niet samenhangend met hoogwater, kiezen we

$$P_{f|inst} \cong 0,10 \quad (G.20)$$

#### G-5.3.1.4 Berekeningsresultaten voor de partiële factoren

Met behulp van de vergelijkingen (G.3), (G.4) en (G.10), de gegeven waarden voor  $V_{M_R}$  en  $\gamma_m$  en  $\gamma_d$  en de kansen (G.11) en (G.20) zijn de  $\gamma_n$  factoren berekend als functie van de overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil voor een gebied en de lengte van de waterkering. De resultaten zijn weergegeven in figuur G.12.





Figuur G.12

De in de *Leidraad* genoemde formules zijn een eenvoudige analytische benadering voor een lengte van de waterkering groter dan ca. 10 km.

#### G-5.3.2 Schadefactoren uitvoeringsfase

De verantwoording sluit globaal aan bij de in het verleden, tot het verschijnen van deze *Leidraad*, gehanteerde werkwijze, waarbij de minimaal vereiste stabiliteitsfactoren tijdens de uitvoering lager zijn dan de factoren voor de volledig geconsolideerde eindsituatie. De redenen voor deze werkwijze waren (en zijn):

- Het risico tijdens de uitvoering is van betrekkelijk korte duur, vergeleken met de verwachte operationele levensduur van de dijk in versterkte toestand. Een tijdelijke hogere kans op overstroming is acceptabel, mits het effect hiervan op de cumulatieve kans op overstroming tijdens de volledige levensduur gering is.

- De hogere kans op instabiliteit is lokaal. De voor de eindsituatie afgeleide schadefactoren zijn mede gebaseerd op het cumulatieve effect van kansen op instabiliteit, kijkend naar een volledige dijk-ring (met lengte in de orde van tientallen kilometers). De lengte van een gebied waar versterkingswerkzaamheden plaatsvinden bedraagt op elk ogenblik niet meer dan enkele kilometers.
- De uitvoering in het zomerseizoen met een geringe kans op stormvloed.

Een tentatieve kwantitatieve onderbouwing van de keuze  $\gamma_n = 1$  wordt gevonden door het uitvoeren van een analyse die analoog is aan degene die in de vorige paragrafen is gegeven. Rekenend met  $L = 2$  km wordt voor vergelijking (G.1) gevonden:

$$P_{inst} \approx 2.3 P_{loc} \quad (G.21)$$

Het overstromingsrisico voor uitvoering van de dijkversterking wordt (tentatief) gesteld op 1/500 per jaar en er wordt naar gestreefd de kans op overstroming tijdens de uitvoering niet noemenswaardig te vergroten. Verondersteld wordt verder dat gedurende het werkseizoen in een uitvoeringjaar twee ophogingsslagen worden aangebracht en dus twee keer een maatgevende situatie ten aanzien van instabiliteit wordt bereikt. De uitwerking van formule (G.3) wordt dan:

$$P_{loc,toel} \approx \frac{1/500}{2 \cdot 2.3 \cdot P_{f|inst}} \approx 4 \cdot 10^{-3} \quad (G.22)$$

Rekenend met  $P_{f|inst} = 0.10$  (uniforme verdeling). De benodigde betrouwbaarheidsindex:

$$B_{nodig} = 2.7.$$

De schadefactor wordt berekend met formule (G.10), waarin de variatiecoëfficiënt van het mobiliseerbare tegenwerkende moment op 0.14 wordt gesteld (groter i.v.m. onzekerheden ten aanzien van wateroverspanningen):

$$\gamma_n = 1.03$$

De aannamen in deze berekening, vooral voor wat betreft het overstromingsrisico in de toestand voor dijkversterking, zijn wellicht voor discussie vatbaar, echter naar de huidige inzichten niet onrealistisch. Opgemerkt wordt dat het vraagstuk van uitvoeringstabiliteit bij het verschijnen van deze *Leidraad* onderwerp is van onderzoek.

#### G-5.4 Piping

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

$$P[H_{ij}] < 10^{-5} * (c/L)/r \quad (10^{-5} = \text{norm} \times 1/10) \quad (G.23)$$

L = lengte van de totale dijk

c = correlatieafstand van de diktevariaties in de kleilaag (100 m?)

r = reductiefactor

Nadere studie wordt op dit moment uitgevoerd (lit. G.5). Voor de reductiefactor r gelden soortgelijke overwegingen als bij afschuiving. Op dit moment wordt echter volstaan met de huidige in de *Leidraad* opgenomen rekenmethode waarmee naar verwachting voldoende veiligheid wordt verkregen.

#### G-5.5 Erosie binnentalud/micro-instabiliteit

Dit mechanisme wordt bepaald door de duur van het hoogwater, de doorlatendheid en de materiaalsterkte. Voor het lengte-effect is waarschijnlijk de doorlatendheidscoëfficiënt het meest van belang.

Verdere uitspraken op dit moment zouden puur speculatief zijn.

Op dit moment wordt er van uit gegaan dat met de gangbare rekenmethoden voldoende veiligheid wordt verkregen. Overigens wordt dit aspect van minder belang geacht dan de vorige.

#### G-5.6 *Erosie buitentalud*

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

#### G-5.7 *Kunstwerken*

De faalkans voor het falen van de kunstwerken moet over de in de dijk-ring voorkomende kunstwerken worden verdeeld:

$$P[F_{ij}] < 10^{-5}/n \quad (10^{-5} = 1/10 \text{ norm}) \quad (G.24)$$

n = aantal kunstwerken

Om de faalkans onafhankelijk te maken van een specifieke en in de tijd wellicht niet constante situatie, zou bijvoorbeeld n = 10 gefixeerd kunnen worden voor grote kunstwerken en n = 100 voor kleine. Grote kunstwerken zijn bijvoorbeeld sluizen en tunnels; als kleine kunstwerken kunnen worden opgevat: coupures, pijpleidingen e.d.

Literatuur appendix G

- G.1 Commissie Rivierdijken  
*Rapport Commissie Rivierdijken*  
maart 1977
- G.2 Deltacommissie  
*Rapport Deltacommissie, deel 1 t/m 6; Eindverslag en interimadviezen*  
december 1960
- G.3 Projectgroep Dijkverbetering Sliedrecht  
*Proefproject Dijkverbetering Sliedrecht*  
juni 1986
- G.4 Rijkswaterstaat, A.W. Dollee  
*De maatgevende hoogwaterstanden in het noordelijk Deltagebied*  
Dienst Binnenwateren RIZA, september 1986
- G.5 J.B. Sellmeyer  
*On the mechanism of piping under impervious structures*  
Proefschrift TU Delft, oktober 1988
- G.6 Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen  
*Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering*  
's-Gravenhage - Staatsuitgeverij - 1984
- G.7 Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen  
*Probabilistisch ontwerpen van Waterkeringen*  
Interimrapport oktober 1988