

leidraad voor het
ontwerpen van
rivierdijken
deel 1 – bovenrivierengebied

technische adviescommissie voor de waterkeringen

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken Deel I - Bovenrivierengebied

TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

Staatsuitgeverij - 's-Gravenhage - september 1985



Foto: Aerocamera - Bart Hofmeester)

De Hoenwaard aan de IJssel

Leidraad

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken / Technische adviescommissie voor de waterkeringen (TAW). – 's-Gravenhage : Staatsuitgeverij. – 25 cm

dl. I: Bovenrivierengebied. – 1985. – 228 p. : bijl., ill. –
ISBN 90-12-05169-X

Lit. opg. : p. 201–202.

UDC 627.514.2.004.14(492)

WAT TOCH KAN HET BATEN, DAT GODSDIENST,
VREDE EN VRIJHEID, VEILIG WONEN ONDER DE
BESTIERING EN BESCHERMING VAN WIJZE EN
VOORZIGTIGE OVERHEDEN, DAT KOOPHANDEL,
NERINGEN EN HANTERINGEN, DAT KUNSTEN EN
WETENSCHAPPEN WELIG GROEIJEN EN BLOEIJEN,
ZOO LANG DE SLECHTE STAAT DER RIVIEREN ONS
JAAR OP JAAR DREIGT EENSKLAPS EN OP HET
ALLERONVERWACHTST TE ZULLEN VERWOESTEN
EN VERDERVEN?

Het Bataafsch Genootschap der
proefondervindelijke Wijsbegeerte
te Rotterdam.
(1e deel Verhandelingen Anno 1774)

Ten geleide

De dijken die de gebieden langs de grote rivieren beschermen tegen hoogwater hebben een grote landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke betekenis. De aanpassing van deze dijken aan de huidige veiligheidsnormen, waartoe – naar analogie met de deltawerken – in het verleden is besloten, kan in vele gevallen niet geschieden zonder schade toe te brengen aan genoemde waarden. Weloverwogen ontwerp en uitvoering, waarbij de nog steeds groeiende technisch-wetenschappelijke kennis en de verkregen ervaring zoveel mogelijk worden uitgebuit, kunnen er toe bijdragen dat de schade beperkt blijft tot het strikt onvermijdbare.

Ingevolge het verzoek van de Minister van Verkeer en Waterstaat om bestaande kennis en ervaring operationeel te maken, heeft onze Commissie besloten een leidraad uit te brengen waarin de vele aspecten, die blijkens ervaring bij het verbeteren van de rivierdijken aan de orde kunnen komen, systematisch worden behandeld. In de leidraad wordt uitgegaan van de maatstaven die door de Commissie Rivierdijken in 1977 zijn voorgesteld en die vervolgens door de Minister tot uitgangspunt van diens beleid zijn gemaakt. Evenals deze Commissie beperkt de leidraad zich tot de problematiek van het bovenrivierengebied.

Bij de behandeling van het concept van de leidraad in onze Commissie kwam de wens naar voren de leidraad een meer algemeen karakter te geven, zodat deze op het gehele rivierengebied van toepassing zou zijn. Hoewel met enige, in omvang beperkte aanvullingen zou kunnen worden volstaan, werd er de voorkeur aan gegeven de uitgave van de leidraad niet te vertragen, en de aanvulling afzonderlijk uit te geven in een tweede deel, dat overigens niet te lang op zich zal laten wachten.

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen beoogt met de leidraad de dijkbeheerders een reeks ontwerpinstrumenten aan te reiken die van dienst kunnen zijn bij het op in alle opzichten verantwoorde wijze aanpassen van de waterkeringen aan de eisen des tijds.

Ik hoop van harte dat de Commissie erin geslaagd is ertoe bij te dragen dat bij die aanpassing de zorg voor de veiligheid zo weinig als maar enigszins mogelijk is, ten koste gaat van de landschappelijke en ecologische waarden van ons prachtige rivierengebied.

Rijnsburg, september 1985

Ir. A. de Graaff
Voorzitter van de Technische
Adviescommissie voor de Waterkeringen

Inhoud

	Ten geleide	5
Hoofdstuk 1	Inleiding	11
1.1	Algemeen	11
1.2	Verantwoording	12
1.3	Overzicht	15
Hoofdstuk 2	Uitgangspunten bij het ontwerp	17
2.1	Veiligheid tegen overstroming	17
2.2	Beheer en onderhoud	18
2.3	Landschappelijke, cultuurhistorische en natuurweten- schappelijke waarden	19
2.4	Kosten	20
Hoofdstuk 3	Ontwerp	21
3.1	Verkenning van de bestaande situatie	21
3.2	Hydraulische randvoorwaarden	22
3.3	Beoordeling van de bestaande toestand en globaal plan voor een nieuw ontwerp	23
3.4	Grondmechanisch onderzoek	23
3.5	Bepaling van waterspanningen en stijghoogten	26
3.6	Principe-ontwerp voor representatieve dwarsprofielen	26
3.6.1	Kruinhoogte/waakhoogte	27
3.6.2	Waterdichtheid	27
3.6.3	Erosiebestendigheid	28
3.6.4	Standzekerheid ten aanzien van interne erosie en afschui- ving	29
Hoofdstuk 4	Uitvoeringsaspecten	33
Hoofdstuk 5	Beheer en onderhoud	38
Hoofdstuk 6	Veiligheid bij de analyse van sterkte en stabiliteit	39
6.1	Algemeen	39
6.2	Rekenmodel met gemiddelde waarden en één algemene veiligheidsfactor	40

6.3	Rekenmodel met representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren	41
Hoofdstuk 7	Belastingen op de waterkering	45
7.1	Belasting door hoogwater	45
7.1.1	Ontwerpwaterstanden	46
7.1.2	Vorm van de ontwerp-afvoergolf	46
7.1.3	Maatgevende duur bij hoge waterstanden	47
7.2	Belasting door wind	47
7.2.1	Golfaanval	47
7.2.1.1	Golfvoorspelling	47
7.2.1.2	Golfoploop	49
7.2.1.3	Golfoverslag	51
7.2.2	Opwaaiing	52
7.2.3	Windbelasting via constructies	52
7.2.4	Ontwerpwwaarden voor windsnelheden en -richtingen	52
7.3	Verkeersbelasting	53
7.4	Belasting door eigen gewicht	53
7.5	Bijzondere belastingen	54
7.6	Biologische invloeden	54
Hoofdstuk 8	Sterkte van de waterkering	57
8.1	Kruinhoogte	57
8.2	Geometrie	58
8.3	Sterkte- en stijfheidseigenschappen van grond	58
8.3.1	Schuifsterkte van grond	59
8.3.2	Samendrukbaarheid van grond	61
Hoofdstuk 9	Grondmechanisch en geo-hydrologisch onderzoek	65
9.1	Inleiding	65
9.2	Geologie	66
9.3	Kaartmateriaal	68
9.4	Grondsoorten en -eigenschappen	70
9.5	Terreinonderzoek	72
9.5.1	Geo-elektrisch en elektro-magnetisch onderzoek	72
9.5.2	Sonderingen	75
9.5.3	Boringen	79
9.5.4	Vinproeven	81
9.5.5	Pomp- en putproeven	84
9.5.6	Infiltratieproeven	85
9.6	Laboratoriumonderzoek	85
9.6.1	Massa- en volumebepaling	86
9.6.2	Doorlatendheidsproeven	86

9.6.3	Proeven ter bepaling van schuifweerstandsparementers . .	87
9.6.3.1	Triaxiaal- en celproeven	88
9.6.3.2	Bepaling van ϕ en c uit proefresultaten	92
9.6.4	Samendrukkingsproeven	93
9.7	Karakteristieke waarden en materiaalfactoren	94
9.7.1	Karakteristieke waarden voor grondparementers	95
9.7.2	Materiaalfactoren	98
Hoofdstuk 10	Waterspanningen en stijghoogten	101
10.1	Grondwaterstroming bij rivierdijken	101
10.1.1	Stationaire en niet-stationaire stroming	102
10.1.2	Stroming in de verzadigde capillaire zone	104
10.1.3	Stroming bij laagscheidingen	105
10.1.4	Stationaire stroming bij isotrope en anisotrope doorlatendheid	106
10.1.5	Hydraulische grondbreuk en grenspotential	107
10.2	Berekeningsmodellen	108
10.2.1	Algemeen	108
10.2.2	Analytische modellen	110
10.2.3	Numerieke modellen	110
10.2.4	Analoge modellen	111
10.2.5	Grafische benadering	112
10.3	Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen . . .	114
10.3.1	Extrapolatie uit topstanden	114
10.3.2	Extrapolatie uit momentane standen	115
Hoofdstuk 11	Ontwerpberekeningen	117
11.1	Waakhoogte en aanleghoogte	117
11.2	Zettingen, klink en horizontale verplaatsingen	118
11.3	Stabiliteit van grondlichamen	119
11.3.1	Glijvlakberekeningen	120
11.3.2	De vereenvoudigde methode van Bishop met afsnuiting .	123
11.3.3	Veiligheid tegen afschuiven	126
11.4	Stabiliteit van oppervlaktelagen	128
11.4.1	Stromingskracht en verhang van de grondwaterstroming .	129
11.4.2	Evenwicht evenwijdig aan en loodrecht op het talud . . .	131
11.4.3	Toe te passen partiële veiligheidsfactoren	132
11.4.4	Enige toepassingen	132
11.5	Zandmeevoerende wellen	135
11.5.1	Ontwerpcriteria	136
11.5.2	Maatregelen ter voorkoming of beperking van zandmeevoerende wellen	140
11.6	Stabiliteit van gesloten bekledingen	143

11.6.1	Berekening van de maximale overdruk	143
11.6.2	Grenstoestanden afschuiven en opdrijven	145
11.6.3	Belastinggevallen en partiële veiligheidsfactoren	146
11.7	Stabiliteit van open bekledingen	147
Hoofdstuk 12	Constructieve ontwerp-aspecten	149
12.1	De dijk	149
12.1.1	Tracé van de dijk	149
12.1.2	Profiel van de dijk	150
12.1.3	Kleibekleding op taluds en kruin	152
12.1.4	Grasmat op taluds en kruin	154
12.1.5	Erosiebestendigheid van binnentalud en kruin	155
12.1.6	Verdedigingen op het buitentalud	158
12.1.6.1	Gesloten bekledingen	159
12.1.6.2	Open bekledingen	159
12.1.7	Drainages en filterconstructies	163
12.1.8	Damwanden, keermuren, kistdammen en dijkmuurtjes	165
12.1.9	Waterdichte schermen	166
12.1.9.1	Toepassingsgebied	166
12.1.9.2	Systemen	168
12.2	Waterkerende kunstwerken in de dijk	171
12.3	Vreemde objecten in, op en nabij de dijk	172
12.3.1	Beplanting	172
12.3.2	Bebouwing	173
12.3.3	Kabels en leidingen	174
12.4	Wielen en strangen nabij de dijk	177
12.4.1	Wiel binnendijks	177
12.4.2	Wiel of strang buitendijks	179
Appendix A	Eenheden, symbolen en definities	181
Appendix B	Analytische oplossingen voor enige gevallen van stationaire stroming	189
Appendix C	Aanpassing van waterspanningen in een kleilaag met elastische berging	199
Literatuur		201
Bijlagen		203

1 Inleiding

1.1 Algemeen

Na de stormramp van 1953 in het zuidwesten van ons land groeide het besef dat ook de veiligheid van de dijken langs de grote rivieren te wensen overliet. De mogelijkheid leek heel reëel dat er aanzienlijk grotere afvoeren en hogere waterstanden zouden kunnen optreden dan men had meegemaakt bij de tot nu toe hoogste hoogwatergolf, die van 1926. Dit besef mondde uit in een besluit tot verhoging en verzwaring van de rivierdijken. Daarbij werd als uitgangspunt gehanteerd dat deze dijken waterstanden moesten kunnen keren behorend bij een maatgevende afvoer van de Rijn bij Lobith van $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$; deze afvoer heeft een overschrijdingsfrequentie van 1/3000 per jaar.

Dit uitgangspunt, gecombineerd met de traditionele robuuste aanpak leidde tot een aanzienlijke verzwaring van de dijkprofielen. Uiteraard had dat ook consequenties voor de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden van het rivierenland. Vanuit een toenemende bezorgdheid hierover heeft de Minister van Verkeer en Waterstaat in mei 1975 de Commissie Rivierdijken ingesteld, met als opdracht onder meer na te gaan of er aanleiding was de tot dat moment gehanteerde maatstaf voor het ontwerp van maatregelen ter verbetering van de bescherming tegen hoge rivierstanden te herzien, en zo ja, welke maatstaven dan zouden moeten worden aangelegd.

In haar eindrapport van maart 1977 heeft de Commissie Rivierdijken onder meer geconcludeerd, dat de maatgevende Rijn-afvoer van $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$ kon worden verlaagd tot $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$, met een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar. Bovendien stelde ze dat bij ontwerp en uitvoering de nodige zorgvuldigheid dient te worden betracht met het oog op de in het rivierengebied aanwezige landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden. Waar nodig dient een zogenaamd 'uitgekiend ontwerp' te worden toegepast; wat de Commissie hiermee bedoelt, wordt in de volgende paragraaf toegelicht.

Deze aanbevelingen van de Commissie Rivierdijken ten aanzien van de Rijn en zijn takken zijn door de Minister van Verkeer en Waterstaat blijkens zijn brief aan de Voorzit-

ters van de Eerste en Tweede Kamer der Staten-Generaal, als regeringsstandpunt overgenomen (bijlage 1).

Om te komen tot uitgekende ontwerpen is het echter noodzakelijk dat de veelal wel aanwezige, maar verspreid voorkomende kennis gebundeld en operationeel gemaakt wordt. Daarom heeft de Minister de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) verzocht aan deze zaak de nodige aandacht te geven, en hem ter zake van advies te dienen (bijlage 2).

De TAW heeft een werkgroep ingesteld met als opdracht een leidraad samen te stellen voor het ontwerpen van rivierdijken. Gekozen is voor een leidraad, omdat dit de meest geschikte vorm leek om kennis te bundelen, vast te leggen en uit te dragen.

De werkgroep was als volgt samengesteld:

- | | |
|------------------------------------|--|
| ir. P.W. Roest (voorzitter) | - Rijkswaterstaat, directie Waterhuishouding en Waterbeweging, district Zuidoost |
| ir. P. Aanen | - Rijkswaterstaat, directie Gelderland |
| ir. R.J. Cirkel | - Rijkswaterstaat, directie Waterhuishouding en Waterbeweging, district Zuidoost |
| ir. G.J. Flórián | - Heidemij Adviesbureau B.V./Technische Hogeschool Delft |
| ir. W.J. Heijnen | - Laboratorium voor Grondmechanica, Delft |
| ir. P.C. Mazure | - Rijkswaterstaat, Centrum voor Onderzoek Waterkeringen |
| ir. L.E.B. Saathof
(secretaris) | - Rijkswaterstaat, Centrum voor Onderzoek Waterkeringen |
| ir. J.E. Vink | - Provincie Gelderland, Dienst Waterbeheer |

De leden van de werkgroep zijn of waren allen nauw betrokken bij de rivierdijkverbeteringen.

De leidraad is samengesteld door ir. R.J. Cirkel aan de hand van bijdragen van de werkgroepleden. Bij de redactie is dankbaar gebruik gemaakt van de adviezen van mevr. J.C. Breekveldt-Kielich te Monnikendam.

1.2 Verantwoording

De leidraad is primair gericht op de direct bij het ontwerp van rivierdijkverbeteringen betrokken technici. Getracht is echter ook voor de geïnteresseerde niet-technicus voldoende informatie te geven om enig zicht te krijgen op de technische problematiek. De leidraad is beslist niet bedoeld als wetenschappelijk werk waarin theoretische grondslagen uitputtend worden behandeld. Er is zoveel mogelijk naar gestreefd praktische aanbevelingen op te nemen, waarmee in de meeste gevallen tot een verantwoord ontwerp kan worden gekomen. In de resterende probleemsituaties, waarin met deze lei-

draad geen bevredigende oplossing verkregen kan worden, moeten specialisten worden ingeschakeld.

De leidraad is in het verlengde van het rapport van de Commissie Rivierdijken geschreven voor het bovenrivierengebied van de Rijn en zijn takken. In dit gebied is er bij hoge afvoeren geen merkbare invloed meer van de waterstand op zee. Daar de omstandigheden vergelijkbaar zijn, kan de leidraad ook gebruikt worden bij de dijken langs de Vecht in Overijssel en de Maas, als rekening gehouden wordt met de eigen karakteristieken van de maatgevende afvoergolven.

Voor de Vecht wordt op basis van lit. 2 uitgegaan van een maatgevende afvoer van 575 m³/s bij de monding van de Vecht, met een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar.

Voor de Maas is nog geen maatgevende afvoer vastgesteld.

Naderhand is de vraag gesteld of de leidraad niet een nog breder toepassingsgebied zou kunnen hebben, teneinde een zoveel mogelijk gelijke benadering van rivierdijkverbeteringen in Nederland te bevorderen. Gedacht werd hierbij vooral aan de dijken in het benedenrivierengebied, waar de ontwerpwaterstanden geheel of gedeeltelijk worden bepaald door stormvloed op zee.

Tussen het bovenrivierengebied en het benedenrivierengebied zijn er voor het ontwerp niet onbelangrijke verschillen in de hydraulische en grondmechanische randvoorwaarden. In dit verband kunnen worden genoemd:

- de verschillende overschrijdingsfrequenties van ontwerpwaterstanden;
- verschillen in richting en grootte van de in rekening te brengen windsnelheid bij ontwerpomstandigheden;
- het meer of minder ontwikkelen van hoge waterspanningen in de grond, afhankelijk van de snelheid van was en val van de rivierstand en van de geologische opbouw van de ondergrond;
- verschillende schadefactoren in grondmechanische berekeningen, afhankelijk van de nagestreefde veiligheid.

Deze verschillen zijn te groot om deze leidraad zonder meer te kunnen gebruiken in het benedenrivierengebied. Er is daarom besloten de leidraad uit te geven in twee delen: het voorliggende Deel I-Bovenrivierengebied, en een nog te verschijnen Deel II-Benedenrivierengebied.

Na de introductie van het begrip 'uitgekiend ontwerp' door de Commissie Rivierdijken, heeft hier en daar de gedachte post gevat dat er technisch een essentieel verschil zou bestaan tussen het gewone, meer traditionele ontwerp en het uitgekiende ontwerp. In deze leidraad wordt een dergelijk expliciet onderscheid echter niet gemaakt. Ter toelichting is het goed eerst aan te geven wat met de begrippen 'gewoon' en 'uitgekiend' wordt bedoeld.

Gewone ontwerpen kenmerken zich vooral door een ruim profiel, uitgevoerd in de traditionele dijkbouwmaterialen klei en zand. Bijzondere constructies van staal, beton of kunststof worden zoveel mogelijk vermeden, aangezien ze veel meer dan lichamen van zand en klei, aan de tand des tijds onderhevig zijn en daarom meer zorg en aandacht vragen. Het dwarsprofiel van de dijk wordt vaak zo ontworpen dat optimaal beheer en onderhoud, en tevens goede inspectie mogelijk is bij zowel lage als hoge waterstanden.

Zo'n ontwerp, dat stoelt op lange ervaring in de dijkbouw, kan gebaseerd zijn op een relatief beperkt grondmechanisch onderzoek en globale ontwerpberekeningen. Als belangen anders dan die van de waterkering zelf geen bijzondere aandacht vergen, is zo'n ontwerp alleszins te verantwoorden. Aan de levensduur van een hoogwaterkering worden immers hoge eisen gesteld, en bij hoge waterstanden dienen honderden kilometers dijk op hun functioneren te worden geïnspecteerd.

Uit de context van het rapport van de Commissie Rivierdijken valt af te leiden wat onder een uitgekiend ontwerp moet worden verstaan: een technisch meer doordacht ontwerp, gericht op een zo gering mogelijk ruimtebeslag om milieuwaarden te sparen, en waarbij ook in de uitvoering zorgvuldig wordt omgegaan met landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden. Bij zo'n ontwerp kan het nodig zijn gebruik te maken van bijzondere constructies. Ten aanzien van de door de waterkering geboden veiligheid mogen evenwel geen concessies worden gedaan. Mogelijkheden voor een uitgekiend ontwerp liggen vooral in meer onderzoek en in geavanceerde technieken voor het berekenen van belasting en sterkte. De werkelijkheid kan dan beter worden benaderd, zodat met kleinere onzekerheidsmarges volstaan kan worden. Voor een waterkerend grondlichaam vertaalt dit zich naar gemiddeld minder zware profielen, steilere taluds en lagere bermen. Slechts in een beperkt aantal gevallen zal het dan nog nodig zijn gebruik te maken van bijzondere constructies, zoals damwanden, diepwanden, grondkerende muren en drainageconstructies. Wel is het goed zich te realiseren dat hoe scherper er bij uitgekiende ontwerpen gedi-mensioneerd wordt, hoe gevoeliger de dijkconstructie zal zijn voor afwijkingen van de aan het ontwerp ervan ten grondslag gelegen hebben de veronderstellingen voor plaatselijke en geringe aantasting door onvoorziene omstandigheden. Aan een zorgvuldig beheer en onderhoud zullen daarom overeenkomstig zwaardere eisen moeten worden gesteld, evenals aan de inspectie bij hoogwater.

De in het navolgende behandelde technieken kunnen, naar behoefte ieder voor zich of gezamenlijk, elementen vormen van het uitgekiende ontwerp. Hieruit volgt dat een scherp onderscheid tussen het 'gewone' ontwerp en het 'uitgekiende' ontwerp in algemene zin moeilijk concreet valt aan te gaan.

1.3 Overzicht

Na het inleidende hoofdstuk 1 wordt in hoofdstuk 2 ingegaan op de uitgangspunten voor het ontwerp. Aandacht krijgen daarbij de veiligheid tegen overstroming, beheer en onderhoud, de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden en het kostenaspect.

De hoofdstukken 3, 4 en 5 geven concrete aanwijzingen voor de belangrijkste aspecten van ontwerp, uitvoering en beheer. In de hoofdstukken 6 en volgend wordt meer in detail ingegaan op de verschillende aspecten van het technische ontwerp. Deze hoofdstukken geven naast de nodige achtergrondinformatie ook een verdere uitwerking van en aanvulling op de in hoofdstuk 3 gegeven richtlijnen voor het ontwerp.

In hoofdstuk 6 wordt ingegaan op het te gebruiken veiligheidsmodel bij de berekening van sterkte en stabiliteit. Gekozen is voor een model gebaseerd op ontwerpwaarden voor belasting en sterkte. Deze waarden volgen uit representatieve waarden voor belastingen, materiaaleigenschappen en geometrie, en partiële veiligheidsfactoren. Deze begrippen worden nader toegelicht, evenals het gebruik ervan in het model.

Hoofdstuk 7 gaat nader in op de belastingen van de waterkering. Het behandelt de belastingen door water, wind, eigen gewicht en verkeer. Ook wordt aandacht gevraagd voor bijzondere belastingen, die het gevolg kunnen zijn van bijvoorbeeld aanvaringen, explosies en biologische invloeden, waarbij in dit verband gedacht wordt aan de graveerij van mollen, konijnen en muskusratten, en aan holtevorming door afgestorven boomwortels.

In hoofdstuk 8 komen de parameters aan de orde die bepalend zijn voor de sterkte van de waterkering: de kruinhoogte en de geometrie van de dijk, en de grondmechanische sterkte- en stijfheidsparameters.

Hoofdstuk 9 bespreekt de eigenschappen van de verschillende in het rivierengebied voorkomende grondsoorten, het benodigd grondmechanisch onderzoek, en de wijze waarop uit dit onderzoek representatieve sterkteparameters voor het dijkontwerp kunnen worden afgeleid. Ook worden waarden gegeven voor de materiaalfactor afhankelijk van grondsoort, grondeigenschap en beproevingsmethode.

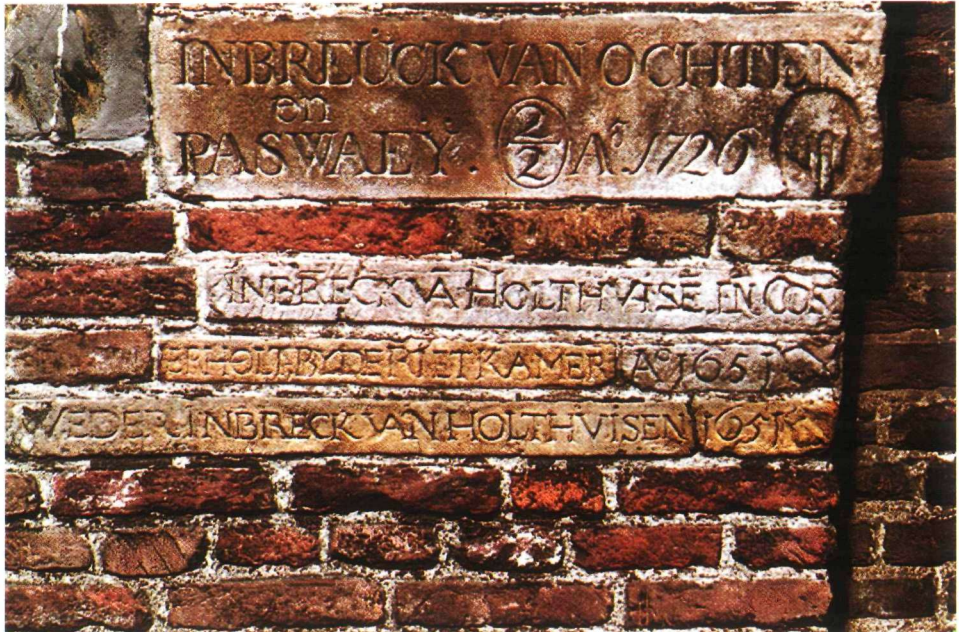
In hoofdstuk 10 worden enige belangrijke aspecten van grondwaterstroming behandeld. Tevens wordt er ingegaan op methoden om de grondwaterstroming te beschrijven, met behulp van modellen of aan de hand van waarnemingen in de natuur.

In hoofdstuk 11 worden een aantal berekeningsmethoden behandeld waarmee de in de voorgaande hoofdstukken behandelde belasting en sterkte van de waterkering tegen elkaar kunnen worden afgewogen, bij verschillende bezwijkmechanismen. Het gaat

hier om de minimaal benodigde waakhogte, de te verwachten zettingen, de glijvlakstabiliteit van binnen- en buitentalud, de stabiliteit van de oppervlaktelaag van een talud onder invloed van uittredend en afstromend grondwater, de interne erosie, de stabiliteit van het binnendijs maaiveld, en de stabiliteit van open en gesloten bekledingen.

In hoofdstuk 12 komen tot slot een aantal niet voor berekening vatbare aspecten aan de orde die van belang zijn voor de constructie van waterkeringen. Er wordt onderscheid gemaakt tussen constructieve aspecten die van belang zijn voor de dijk als grondlichaam, en constructieve aspecten van in de dijk aanwezige waterkerende kunstwerken. Ook wordt aandacht besteed aan zogenaamde vreemde objecten en nabij de dijk gelegen wielen en strangen.

Na hoofdstuk 12 volgen enige appendices, waaronder een lijst met eenheden, symbolen en definities. De literatuurlijst en de bijlagen zijn achterin de leidraad te vinden.



(Foto: Heidemij Adviesbureau bv)

Merkstenen van overstromingen te Culemborg

2 Uitgangspunten bij het ontwerp

Vanuit een aantal invalshoeken kunnen eisen worden geformuleerd waaraan bij het ontwerpen van een dijk zo goed mogelijk moet worden voldaan. Uiteraard dient de dijk de vereiste mate van beveiliging tegen overstroming te bieden. Voorts dient de dijk op een verantwoorde manier te kunnen worden beheerd en onderhouden.

Ook moet er, zoveel als mogelijk is, tegemoet worden gekomen aan de eisen die uit landschappelijk, cultuurhistorisch en natuurwetenschappelijk oogpunt worden gesteld. Tenslotte dienen de kosten van uitvoering van het werk in een redelijke verhouding te staan tot de baten.

2.1 Veiligheid tegen overstroming

De eerste eis waaraan de dijk dient te voldoen, geldt de geboden mate van beveiliging tegen overstroming van het achterliggende gebied.

Na het uitbrengen van het rapport van de Commissie Rivierdijken is, overeenkomstig de aanbeveling van de Commissie, besloten de dijken in het bovenrivierengebied van de Rijn en zijn takken zo te verbeteren dat waterstanden behorende bij een maatgevende Rijnafvoer te Lobith van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$ kunnen worden gekeerd. Deze afvoer heeft een overschrijdingsfrequentie van ongeveer 1/1250 per jaar.

De achtergrond van dit uitgangspunt was een uit de beschouwingen van de Commissie Rivierdijken volgende aanvaardbare kans op overstroming van ongeveer 1/1250 per jaar.

Een soortgelijke benadering is mogelijk voor de dijken langs de Maas en de Vecht. De maatgevende rivierafvoer voor de Maas zal nog nader door de Minister van Verkeer en Waterstaat worden vastgesteld. Voor de dijken langs de Vecht geldt een maatgevende afvoer van $575 \text{ m}^3/\text{s}$ met een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar.

Bij het hanteren van het bovengenoemde criterium dient bij de technische uitwerking van het ontwerp rekening te worden gehouden met de omstandigheid dat:

- de waterstanden bij een gegeven afvoer niet exact, maar slechts binnen een zekere spreidingsband te bepalen zijn;
- de belasting op dijken niet uitsluitend wordt bepaald door de waterstand, maar ook door andere verschijnselen, waarvan golfaanval de voornaamste is;

- de ten dienste staande ontwerp- en uitvoeringstechnieken geen absolute garantie geven voor het bereikte resultaat wat betreft de sterkte en stabiliteit van de dijkconstructie, zodat zekere veiligheidsmarges moeten worden aangehouden.

Behalve voor de waterstand dienen daarom ook uitgangspunten te worden vastgesteld voor de aan te houden overige belastingen en voor de toe te passen veiligheidsmarges. Daarbij moet er voor worden gezorgd dat de na te streven veiligheid niet wezenlijk nadelig wordt beïnvloed. Dit betekent dat de doorbraakkans in een dijkkring bij waterstanden beneden de maatgevende hoogwaterstanden (MHW) klein moet zijn ten opzichte van de kans dat MHW wordt overschreden.

Deze leidraad kiest op grond van bovenstaande overwegingen voor de volgende ontwerp-eisen:

1. de dijkhoogte moet gelijk zijn aan de maatgevende hoogwaterstand, vermeerderd met een zekere waakhogte;
2. de hoogte en de constructie van de dijk moeten voldoen aan de voorwaarde dat in een dijkkring de kans op doorbraak door golfoverslag, gezien over alle hoogwatertoppen beneden MHW, niet meer bedraagt dan 10% van de kans dat MHW wordt overschreden;
3. bij waterstanden gelijk of lager dan MHW dient de kans op een doorbraak door andere oorzaken, zoals afschuiving of interne erosie, verwaarloosbaar klein te zijn.

Het eerste uitgangspunt is, indien de maatgevende hoogwaterstanden bekend zijn, direct praktisch toepasbaar: zie par. 7.1.1.

Op de bepaling van de benodigde waakhogte bij het tweede uitgangspunt wordt nader ingegaan in par. 7.2 en 11.1.

Bij het vertalen van het derde uitgangspunt naar praktisch toepasbare criteria bij het ontwerp zal in deze leidraad zoveel mogelijk aansluiting worden gezocht bij de veiligheidsbenadering in de huidige bouwvoorschriften, zoals de TGB-1984, (ontwerp) NEN 6700 (lit. 36).

Daar deze benadering in de grondmechanica bij dijkontwerpen nog geen gemeengoed is, wordt in hoofdstuk 6 nader ingegaan op de opzet en mogelijkheden van deze benadering.

2.2 Beheer en onderhoud

Beheer en onderhoud van een waterkering zijn gericht op het blijvend verzekeren van de veiligheid. Het verdient aanbeveling al bij het ontwerp van de dijk condities te scheppen voor goed beheer en onderhoud.

Zonder uitputtend te willen zijn, wordt onderstaand een aantal uitgangspunten genoemd die bij het dijkontwerp kunnen worden gehanteerd voor een goed beheer en goed onderhoud:

- de dijk moet onder alle omstandigheden goed bereikbaar zijn, en de weg op de kruin van de dijk redelijk begaanbaar, ook als er een aanzienlijke hoeveelheid golfoverslag wordt toegelaten;
- de taludhellingen dienen een goed beheer en onderhoud van de grasmat mogelijk te maken (lit. 9);
- men moet zo min mogelijk vreemde elementen, zoals bebouwing, leidingen en kabels en opgaande begroeiing in of op de dijk toestaan of handhaven in verband met de beperkingen die ze opleveren voor een goed beheer en onderhoud, en de moeilijk te kwantificeren extra risico's voor de waterkering (lit. 8);
- bij aanwezigheid van direct aan de dijk gelegen water, binnen- of buitendijks, zijn er voorzieningen in of bij de teen van de dijk nodig ter voorkoming van aantasting van de waterkering door muskusratten (lit. 10 en 20).

2.3 Landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden

Ook uit deze invalshoek kunnen uitgangspunten voor het dijkontwerp volgen. Het valt echter buiten het kader van deze leidraad daar meer in detail op in te gaan. Deze uitgangspunten zullen geval voor geval, in overleg met ter zake deskundigen, moeten worden vastgesteld.

Ter oriëntatie wordt hier weergegeven wat in het rapport van de Commissie Rivierdijken over deze waarden wordt opgemerkt.

- 'Het landschap van het rivierengebied hangt nauw samen met de aanwezigheid van de dijken. Allereerst is de kronkelige dijk zelf landschappelijk van grote betekenis evenals de talrijke wielen en andere landschapselementen die zijn ontstaan door of naar aanleiding van de dijkdoorbraken. De belangrijkste overige elementen worden hier gevormd door de rivierstrangen, kleiputten, dijksloten, dijkhuizen, boerderijen en opgaande begroeiingen. Daarnaast kan als belangrijk kenmerk van het landschap worden genoemd: de bloemenrijkdom van de dijkhellingen, slootkanten, wielen en strangen. De combinatie van landschapselementen verschilt van plaats tot plaats, waardoor het beeld van het rivierengebied zeer gevarieerd is en op elke plaats een eigen identiteit heeft. Deze veelvormigheid geeft dit gebied de hoge belevingswaarde. Vele landschapselementen bezitten eveneens botanische of cultuurhistorische betekenis. Hierdoor vormen de dijken met hun karakteristieke elementen een cultuurlandschap dat vrijwel nergens anders wordt aangetroffen en mede daardoor internationaal gezien van grote betekenis wordt geacht. Het is vanzelfsprekend noodzakelijk iedere rivierdijkverbetering met zodanige zorg uit te voeren dat schade aan de waardevolle elementen zoveel mogelijk wordt voorkomen.
- In het rivierengebied heeft de aanleg van dijken grote veranderingen teweeggebracht in het bebouwingspatroon. Voorheen was zij geconcentreerd op de natuurlijke hoogten, maar de dijken namen deze functie over. In de dorpjes langs de rivieren is dan ook veel lintbebouwing op en langs de dijken ontstaan die tot op de huidige dag, in

meerdere of mindere mate gaaf, bewaard is gebleven. Op de hooggelegen gronden aan of nabij de dijken vinden we verder ridderhofsteden, kastelen, fortificaties, landhuizen en een groot aantal boerderijen, waarvan vele van het karakteristieke T- of krukhuisstype. Zowel de dorpsbebouwing als de andere genoemde bouwwerken hebben niet alleen cultuurhistorische betekenis, zij zijn ook landschappelijk van groot belang.

- Het rivierenland heeft een, in ecologisch opzicht geheel eigen karakter hetgeen onder meer blijkt uit de aparte benaming voor de vegetatie, de zogenaamde stroomdalvegetatie. In het rivierengebied is ongeveer 20% (circa 250 soorten) van de huidige wilde flora karakteristiek, terwijl ongeveer 8% (circa 100 soorten) zich beperkt tot het gebied van de grote rivieren. Van grote vegetatiekundige betekenis zijn de dijkhellingsgraslanden, bosjes, heggen en zomen op of nabij de dijken. Bovendien hebben de verschillende typen water-, oever- en moerasvegetatie in en langs dijksloten, strangen, wielen en dergelijke grote botanische waarde. Hier blijkt dan ook duidelijk de sterke relatie tussen de landschappelijke en botanische waarden.'

Voor meer informatie over de landschappelijke, cultuurhistorische en biologische betekenis van rivierdijken wordt verwezen naar bijlage 3 van het rapport van de Commissie Rivierdijken (lit. 1).

2.4 Kosten

De vele, soms ook onderling strijdige eisen die aan het dijkontwerp worden gesteld, kunnen tot hoge kosten leiden. Men dient zich dan af te vragen of deze kosten verantwoord zijn.

Het is goed bij het ontwerp steeds het volgende in het oog te houden:

- een iets minder zwaar profiel vereist soms onevenredig hoge kosten voor onderzoek en ontwerp;
- veel kosten kunnen soms worden bespaard door werk met werk te maken. Elders vrijkomende grond wordt dan gebruikt voor dijkverbetering. Als deze grond niet de theoretisch ideale samenstelling heeft, loont het dikwijls na te gaan in hoeverre het gebruik toch aanvaardbaar is, eventueel met enige aanpassing van het ontwerp;
- de toepassing van constructies die eenvoudig te controleren zijn, kan aanzienlijk besparen op de kosten van beheer en onderhoud.

3 Ontwerp

Dit hoofdstuk geeft aan langs welke weg en met welke praktische ontwerputgangspunten tot een verantwoord dijkontwerp gekomen kan worden. Zoveel mogelijk wordt verwezen naar voor het ontwerp relevante hoofdstukken verderop in deze leidraad. Per paragraaf worden de achtereenvolgende stappen in het ontwerpproces behandeld. Om te komen tot een overzichtelijke en samenhangende rapportage bij het ontwerp verdient het aanbeveling daarbij dezelfde volgorde aan te houden.

3.1 Verkenning van de bestaande situatie

Veel relevante informatie voor een dijkontwerp kan worden verkregen uit archiefstukken en bestaand kaartmateriaal. Daarnaast zijn een veldverkenning en een landmeetkundige opname onmisbaar, en op karakteristieke punten fotografische vastlegging van het gebied. Niet alleen de bestaande dijk, ook de uiterwaard en het binnendijks gebied moeten hierbij betrokken worden.

Belangrijke aspecten bij de verkenning van het gebied zijn:

- de situatie van rivier, uiterwaard, dijk en binnendijks gebied;
- dwarsprofielen met hoogtematen van de bestaande dijk om de 100 m, bij voorkeur ter plaatse van en genummerd volgens de aanwezige hectometer- of dijkpalen (hmp of dp). Daarnaast eveneens van bijzondere profielen;
- de hoogteligging van het binnen- en buitendijkse maaiveld met inbegrip van zomerkaden, oeverwallen, veerdammen en kwelkaden, en van de bodem en de taluds van klei- en zandwinputten en wielen en strangen;
- de samenstelling van het dijklichaam en de geologische opbouw van de ondergrond in voor- en achterland; vooral de dikte en uitgestrektheid van een afdekkend, slecht doorlatend pakket is hierbij van belang;
- de hydrologie van het gebied, met informatie over gemiddelde grondwaterstanden, kweldebieten, peilbuiswaarnemingen bij hoge en lage rivierstanden, het doorlaatvermogen van de zandondergrond en de weerstand van afdekkende pakketten;
- de waterkerende hoogte en gegevens omtrent fundering, constructie en kwelschermen van in de dijk aanwezige duikers, sluizen en gemalen;
- de aanwezige bebouwing, en kabels en leidingen, met gegevens over constructie en hoogteligging in de dijk;
- een inventarisatie van landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden langs de dijk;

- de ervaringen bij eerdere hoogwaters ten aanzien van doorbraken, afslag van het buitentalud, afschuivingen van taluds, zandmeevoerende wellen en opbarsten van het maaiveld.

Het verdient aanbeveling in dit stadium een situatiekaart te maken van de dijk en de naaste omgeving op schaal 1 : 1000. Op deze kaart kan veel van de verzamelde informatie worden aangegeven. Een dergelijke kaart blijkt in de praktijk erg geschikt als ondergrond voor het ontwerp van een nieuwe dijk.

3.2 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp zijn:

- de ontwerpwaterstand

Voor de Nederlandse rivierdijken langs de Rijn en zijn takken, en de Maas en de Vecht is dit de zogenaamde MHW-stand, de maatgevende hoogwaterstand. Voor de Maasdijken moet nog een maatgevende afvoer worden vastgesteld. Voor zover de MHW-stand gegeven is per kilometerraai in de as van het zomerbed van de rivier, kan de ontwerpstand bepaald worden aan de hand van lijnen van gelijke waterstand, die door de rivierbeheerder kunnen worden verstrekt (par. 7.1.1).

Het verdient aanbeveling de ontwerpwaterstanden per hectometerpaal of dijkpaal vast te stellen.

- de golfaanval

De bij MHW in rekening te brengen ontwerpwaarden voor golfhoogte en golfperiode kunnen als functie van strijklengte, waterdiepte en windsnelheid worden bepaald met de in bijlage 8 gegeven formules en grafieken van Bretschneider (par. 7.2.1.1). Als ontwerpwaarden voor de windsnelheid worden voorlopig de in par. 7.2.4 gegeven waarden bij de verschillende richtingen aanbevolen.

- de opwaaiing

De opwaaiing is in de regel zo klein dat hij mag worden verwaarloosd (par. 7.2.2).

- het (grond)waterpeil binnendijks

Hiervoor kan het gebruikelijke polderpeil van het gebied genomen worden. In veel gevallen zal echter het peil van het maaiveld achter de dijk een betere benadering voor het grondwaterpeil geven, gezien de sterke opwaartse kwel bij ontwerpomstandigheden. Van belang is ook de aanwezigheid van kwelkaden (par. 11.5.2 en 12.4) en afsluitbare duikers en stuwen in binnendijks gelegen watergangen, waarmee het waterpeil kan worden opgezet.

- de snelle val na hoogwater

Voor het waterspanningsbeeld bij de stabiliteitscontrole van het buitentalud met eventueel daarop aanwezige bekledingsconstructies, wordt aanbevolen uit te gaan van de situatie na een snelle val van de ontwerpwaterstand. Voor het bovenrivierengebied kan hiervoor genomen worden de val gedurende 10 dagen na de top, ontleend aan de in par. 7.1.2 gegeven afvoergolf.

3.3 Beoordeling van de bestaande toestand en globaal plan voor een nieuw ontwerp

Of dijkverhoging noodzakelijk is, volgt uit een vergelijking van de bestaande kruinhoogte met een schatting van de benodigde nieuwe kruinhoogte (par. 8.1, 11.1 en ook 3.5.1).

De noodzaak tot verbetering van de standzekerheid van de dijk kan worden gebaseerd op ervaring, en op enige stabiliteitsberekeningen (par. 11.3) met globaal geschatte grondeigenschappen (par. 9.4) en waterspanningen (hoofdstuk 10). Daarnaast kunnen ook andere aspecten aanleiding geven tot wijzigingen in de vorm en opbouw van de dijk, zoals aantasting van het buitentalud, sterke kwel door de dijk en moeilijk onderhoud.

Een globaal ontwerp kan een indruk geven van het ruimtebeslag van de nieuwe dijk en de te verwachten knelpunten ten aanzien van natuur- en landschapswaarden en monumentale bebouwing.

Zo'n globaal ontwerp kan bestaan uit een dwarsprofiel van de dijk met de nieuwe kruinhoogte en kruinbreedte (par. 12.1.2), taluds met hellingen van ongeveer 1:3 en een binnendijkse aanberming of maaiveldophoging ter breedte van twee à drie maal de kerende hoogte H van de dijk (par. 11.5.1). Voor de bermhoogte kan ter plaatse van de binnenteen als eerste benadering een hoogte van $0,20H$ à $0,25H$ boven het maaiveld genomen worden, waarna de berm landinwaarts afloopt onder een helling van 1 : 15 à 20. Als er enige informatie beschikbaar is over de dikte en de doorlatendheid van de zandondergrond en van de afdekkende, slecht doorlatende lagen, kan aan de hand van par. 10.2.2 en 11.5.1 al een goede schatting van de bermafmetingen gemaakt worden.

Na de keuze van het tracé, eventueel met enkele varianten, moet het ontwerp nader worden uitgewerkt. Het grondonderzoek dat hiervoor nog moet worden verricht kan nu doelgericht worden uitgevoerd, vooral ook ten aanzien van de knelpunten.

3.4 Grondmechanisch onderzoek

Om een zo volledig mogelijk beeld te krijgen van de opbouw en samenstelling van de grond in het lengte- en dwarsprofiel van de dijk, kan men het beste als volgt te werk gaan.

- globale verkenning van het lengteprofiel door elektrische weerstandsmeting van de grond (par. 9.5.1)

Deze metingen moeten in het tracé van de nieuwe dijk worden uitgevoerd in minstens twee lengteraaian: een langs de buitenteen en een langs de binnenteen. Bij voorkeur dient ook in een lengteraaian op 15 à 20 m afstand van de binnenteen gemeten te worden en zo mogelijk ook over de kruin van de bestaande dijk, als die in de nieuwe dijk wordt opgenomen.

In een raai kan bij geo-elektrisch onderzoek per meetpunt met verschillende elektrodeafstanden gemeten worden, ten einde een indruk te krijgen van de opbouw van de bovenste grondlagen. Veel gebruikte afstanden tussen de stroomelektroden zijn 3, 7 en 15 m, resulterend in een dieptebereik van ongeveer 1,5, 3,5 en 7,5 m.

Een onderlinge afstand van 25 à 50 m tussen de meetpunten in een raai geeft een voldoende nauwkeurig beeld van het verloop van de elektrische bodemweerstand. Uit deze metingen krijgt men een globale indruk van de verspreiding en variatie in dikte van een afdekkend slecht doorlatend pakket, van oppervlakkige zandlagen of van opduikingen van de zandondergrond.

- sonderingen en handboringen ter nadere verkenning en ter interpretatie van het geo-elektrisch onderzoek

In de eerste plaats worden hiermee de dikte van het afdekkend pakket en de hoogte van de zandondergrond vastgesteld. Daarnaast kan uit handboringen en sonderingen met kleefmeting een indruk verkregen worden van de opbouw en samenstelling van de grond (zie par. 9.5.2).

De sonderingen dienen in ieder geval tot enige meters in de zandondergrond te worden doorgezet, om eventuele dieper liggende ingesloten klei- en veenlagen op te sporen. Gelet op het grotere dieptebereik kunnen de sonderingen het best in de kruin van de dijk gemaakt worden, waardoor behalve van de ondergrond ook over het dijklichaam informatie verkregen wordt.

De plaats van boringen en sonderingen moet worden afgestemd op de variaties in het geo-elektrische weerstandsprofiel. Ook bij knelpunten, waar wellicht meer onderzoek nodig is, dienen sonderingen en boringen te worden gemaakt.

Het aantal te maken boringen en sonderingen hangt af van de situatie. Een intensief grondonderzoek kan bijvoorbeeld bestaan uit sonderingen in de kruin, gemiddeld om de 100 m en handboringen om de 100 m in de buiten- en binnenteen van de dijk, maar dan 50 m versprongen ten opzichte van de sonderingen. Daarnaast kan een nader te bepalen aantal handboringen nodig zijn in de uiterwaard, in het buitentalud en in het binnendijkse maaiveld, ter bepaling of controle van de dikte van afsluitende deklagen. Buitendijks kan eventueel volstaan worden met een boordiepte in klei van ruim 1 m.

Binnendijks moet de volledige dikte van het pakket worden vastgesteld. Het verdient aanbeveling aan de hand van de uitkomende grond de doorlatendheid van de verschillende grondlagen ter plaatse te schatten. Inschakeling van een bodemkundige kan hierbij van nut zijn.

Boor- en sondeergaten dienen zorgvuldig te worden gedicht.

- put- en pompproeven en infiltratieproeven

Deze kunnen nodig zijn als bij het vooronderzoek niet voldoende informatie kon worden verkregen over het doorlaatvermogen van de zandondergrond en de weerstand van afdekkende slecht doorlatende lagen (par. 9.5.5 en 9.5.6). Gezien de kosten zal het aantal van deze proeven beperkt moeten zijn.

Aan de nauwkeurigheid van de bepaling van kD - en c -waarden behoeven overigens niet zulke hoge eisen gesteld te worden, daar de te berekenen waterspanningen en stijghoogten in de meeste gevallen slechts in beperkte mate gevoelig zijn voor variaties in deze waarden.

- boringen met ongeroerde monsters voor laboratoriumonderzoek
Op grond van het voorgaande kunnen nu voor verschillende dijkvakken representatieve dwarsprofielen worden vastgesteld, die nader onderzocht dienen te worden ten aanzien van sterkte en stabiliteit. De hierbij benodigde grondmechanische parameters, zoals volumieke massa, cohesie, hoek van inwendige wrijving en samendrukkingsconstanten, moeten bij voorkeur per dwarsprofiel bepaald worden uit laboratoriumonderzoek op ter plaatse verkregen ongeroerde monsters uit het dijklichaam en de ondergrond (par. 9.6). De ongeroerde monsters kunnen worden verkregen uit continuboringen of gecombineerde puls-/steekboringen (par. 9.5.3). Gedacht kan worden aan 2 à 3 van deze boringen per representatief dwarsprofiel. Het aantal monsters is afhankelijk van het aantal te onderscheiden lagen, en van het aantal monsters dat per laag nodig is voor een representatieve schatting van de grondeigenschappen (par. 9.7).
- karakteristieke waarden en ontwerpwaarden voor grondparameters
Uit de proefresultaten van laboratoriumonderzoek moeten tenslotte karakteristieke waarden voor de grondeigenschappen worden vastgesteld (par. 9.7.1).
Uit deze waarden volgen de ontwerpwaarden na deling door de materiaalfactor γ_m . In deze factor wordt door middel van deelfactoren rekening gehouden met onzekerheden en verschillen in de monsterbeproevingsmethoden (par. 9.7.2).
De voorlopig aan te houden waarden voor γ_m zijn in tabel 3.1 aangegeven voor diverse grondsoorten en grondeigenschappen, bij verschillende beproevingsmethoden.

Tabel 3.1

	γ_{m1}	γ_{m2}	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
volumieke massa - nat/droog (ρ)	1,0	1,0	1,0
inwendige wrijving ($\tan \phi$)			
- zand (CP)*	1,0	1,15	1,15
(TP-CD)	1,0	1,15	1,15
- klei (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,2
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
- veen (CP)	1,0	1,2	1,2
(TP-CU-5%)	1,05	1,2	1,25
(TP-CU)	1,1	1,2	1,3
cohesie (c)	1,0	1,3	1,3
samendrukkingsconstanten			
- Terzaghi (C_A)	1,0	1,1	1,1
- Buisman-Koppejan (C_p, C_s)	1,0	1,1	1,1

* CP = celproef

TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd

TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd

TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven met maximaal 5% vervorming

3.5 Bepaling van waterspanningen en stijghoogten

Voor de ontwerpberekeningen moet men beschikken over gegevens omtrent waterspanning of stijghoogte. Deze kunnen uit grondwaterstromingsmodellen worden bepaald (hoofdstuk 10). Voor de stroming en het stijghoogteverloop in de zandondergrond kan men 2-dimensionale modellen in het horizontale vlak gebruiken, en voor de stroming en de waterspanningen in het dijklichaam en de ondergrond 2-dimensionale modellen in het verticale vlak (par. 10.1). Voor beide gevallen zijn numerieke rekenmodellen beschikbaar, waarmee qua schematisering een goede benadering van de werkelijkheid mogelijk is (par. 10.2.3). Voor de stroming door de zandondergrond kan dikwijls worden volstaan met eenvoudige één-dimensionale analytische modellen (par. 10.2.2 en appendix B).

Aanbevolen wordt bij de berekeningen de volgende uitgangspunten aan te houden:

- in zandige dijkprofielen, in de zandondergrond en in niet te dikke afdekkende lagen is de stroming stationair;
- in dikke klei- en veenpakketten in dijk en ondergrond is de stroming niet-stationair; in niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen moet gebruik worden gemaakt van een consolidatiecoëfficiënt (zwellingscoëfficiënt) op basis van de zwelconstante A (par. 8.3.2 en 10.1);
- bij het opdrijven of opbarsten van afdekkende lagen – ook bij dikke, slecht doorlatende pakketten – is er een stationaire opwaartse grondwaterstroming; de waterspanningsverdeling over de laag verloopt lineair, vanaf nul aan het maaiveld tot de waarde van de waterspanning in de zandondergrond, aan de onderzijde van de laag;
- bij het opbarsten van een afsluitende laag wordt de waterdruk onder de laag maximaal gelijk aan het gemiddelde gewicht van de laag;
- bij buitendijkse afdekkende lagen wordt de intreelengte niet groter genomen dan 50 à 100 m; als ontgrondingen redelijkerwijs uitgesloten zijn, kan bij brede uiterwaarden een grotere intreelengte in rekening worden gebracht;
- een sterke opwaartse stroming achter de dijk uit een watervoerend zandpakket gaat gepaard met een radiale stromingsweerstand (appendix B-3 en B-4);
- bij vallend rivierpeil moet rekening worden gehouden met een mogelijk najlen van de grondwaterbeweging in de zandondergrond;
- in de berekeningen worden ontwerpwaarden voor de geometrische, grondmechanische en hydrologische parameters ingevoerd; de berekende stijghoogten en waterspanningen mogen dan als ontwerpwaarden worden beschouwd.

3.6 Principe-ontwerp voor representatieve dwarsprofielen

Het definitieve ontwerp gaat uit van de ontwerpcriteria betreffende kruinhoogte/waakhogte, waterdichtheid, erosiebestendigheid en standzekerheid ten aanzien van interne erosie en afschuiving.

Deze ontwerpcriteria worden hieronder achtereenvolgens nader toegelicht.

3.6.1 *Kruinhoogte/waakhoogte*

Het verdient aanbeveling om de minimaal benodigde waakhoogte in eerste instantie te bepalen op basis van het 2%-golfoploopcriterium ofwel een overslagdebiet van 0,1 liter per seconde per strekkende meter dijk. De dijk is dan praktisch vrij van overslag zodat men geen speciale eisen hoeft te stellen ten aanzien van de erosiebestendigheid van kruin en binnentalud. Waar deze benadering door een grote dijkhoogte of een groot ruimtebeslag op bezwaren stuit, kan overwogen worden méér golfoverslag toe te laten. In dat geval moeten er speciale eisen worden gesteld of constructieve voorzieningen worden getroffen aan kruin en binnentalud, ten einde ontoelaatbare beschadiging van de dijk te voorkomen. Gedacht kan worden aan een kleibekleding en een grasmat die voldoen aan de te stellen eisen voor een buitentalud, of bij een mindere kwaliteit van de klei en de grasmat een flauw-binnentalud, danwel een bekledingsconstructie (par. 3.6.3).

Voor verdere informatie wordt verwezen naar par. 8.1, 11.1 en 11.2.

In sommige gevallen kunnen bijzondere constructies worden toegepast om een gedeelte van de waakhoogte te realiseren, zoals dijkmuurtjes (par. 12.1.8).

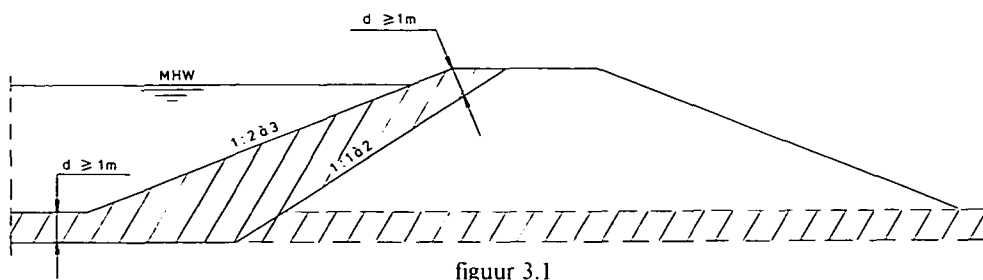
Gelet op de begaanbaarheid van de kruin van de dijk, de onzekerheid in de ontwerpwaterstand en de verwaarlozing van opstuwingeffecten door wind en ijsgang, moet in ieder geval minstens 0,5 m van de minimaal benodigde waakhoogte als grondlichaam van voldoende breedte worden uitgevoerd.

3.6.2 *Waterdichtheid*

Waterdichtheid is geen absolute ontwerpeis. Toch moet wel zoveel mogelijk naar waterdichtheid gestreefd worden, ten einde hoge waterspanningen en uittredend water te voorkomen.

Het waterdichte element dient zoveel mogelijk aan de waterkerende zijde van de dijk te zijn aangebracht (par. 12.1.2). Het meest voor de hand liggend is een slecht doorlatende kleilaag op het buitentalud en in het voorland, eventueel voortgezet tot onder de dijk, en wel van zodanige dikte en samenstelling dat perforatie door droogtescheuren, wormgaten, wortels en dergelijke redelijkerwijs is uitgesloten. Aanbevolen wordt een kleilaag met een dikte van minimaal 1 m en een lutumpercentage tussen de 20% en 35% (par. 12.1.3). Met het oog op de ondoorlatendheid en de stabiliteit wordt de kleiafdekking op het buitentalud vaak wigvormig uitgevoerd (figuur 3.1).

Deze kleiafdekking kan in twee lagen worden opgebouwd: een onderlaag van vette, ondoorlatende klei, afgedekt met een schralere laag, die minder gevoelig is voor scheuren en meer geschikt is voor het in stand houden van een goede grasmat. De bovenlaag dient voldoende erosiebestendig te zijn.



figuur 3.1

Met asfaltslabben en waterdichte kunststoffolies is een soortgelijke afdichting te verkrijgen. Deze constructies zijn echter veel kwetsbaarder.

Ook ontbreekt voldoende ervaring met het gedrag op lange termijn.

Een andere afdichtingsmogelijkheid is de toepassing van verticale, waterdichte schermen in de kern van de dijk of in het watervoerende zandpakket onder de dijk. De toepassingsmogelijkheden zijn echter beperkt, en een dergelijke oplossing is duur. Meer hierover in par. 12.1.9.

3.6.3 Erosiebestendigheid

De maatgevende belasting voor de kruin en het binnentalud wordt bepaald door de hoeveelheid over- en afstromend water als gevolg van golfoverslag of neerslag.

In deze leidraad wordt ervan uitgegaan dat de volgende gemiddelde debieten maatgevend zijn voor de erosie (par. 12.1.5):

- 0,1 liter per seconde per strekkende meter dijk voor zandige grond met een slechte grasmat;
- 1 liter per seconde per strekkende meter dijk voor kleiige grond met een redelijk goede grasmat;
- 10 liter per seconde per strekkende meter dijk bij een kleibekleding en een grasmat volgens de eisen voor het buitentalud (par. 12.1.3 en 12.1.4) of bij een bekledingsconstructie.

Via de golfoverslag is er dus een relatie tussen de waakhoogte en de benodigde kwaliteit van het binnentalud en de kruin (par. 3.6.1).

Maatgevend voor het buitentalud is de aanval door stroming en golven. Als deze aanval niet erg hevig en langdurig is, kan dikwijls worden volstaan met een goede grasmat op klei als bescherming tegen erosie (par. 12.1.3 en 12.1.4). Het is echter nog niet mogelijk precies aan te geven bij welke belasting zo'n bekleding niet meer voldoet, en wanneer men daarom tot een harde bekleding van steen of asfalt moet overgaan. Bij een keuze in deze zal praktijkervaring en kennis van de lokale omstandigheden een grote rol moeten spelen.

Harde bekledingen behoeven niet altijd tot kruinhoogte aangebracht te worden. De volgende uitgangspunten zouden kunnen worden gehanteerd:

- Als de aanval overwegend door langsstromend water wordt veroorzaakt, dient de harde bekleding te reiken tot het niveau van MHW.
- Indien de golfaanval bepalend is voor de erosie en er niet meer overslag dan 0,1 liter per seconde per strekkende meter dijk of 2%-golfoploop wordt toegelaten, kan overwogen worden de bekleding alleen aan te brengen onder het waterpeil dat gemiddeld met een frequentie van 1/100 per jaar wordt overschreden. Boven dit niveau treedt de belasting maar zelden en nog slechts kortdurend op terwijl er voor deze zone bij hoogwater ook noodmaatregelen te treffen zijn vanaf de kruin. Wel dient er dan een voldoende erosiebestendige kleibekleding met een goede grasmat aanwezig te zijn op het buitentalud boven de harde bekleding.
- In het geval dat een overslag van 10 liter per seconde per strekkende meter dijk wordt toegelaten, verdient het aanbeveling de bekleding door te zetten tot kruinhoogte, daar het treffen van noodmaatregelen niet op adequate wijze mogelijk zal zijn als die hoeveelheid overslag optreedt.
- Als een overslagdebiet van 1 liter per seconde per strekkende meter dijk wordt toegelaten, is het voldoende de bekleding aan te brengen tot bijvoorbeeld het niveau van MHW.

Voor materialen en constructiewijzen die kunnen worden toegepast bij harde bekledingen wordt verwezen naar par. 12.1.6. Op veelvuldig en zwaar aangevallen plaatsen, zoals bij schaar dijken, of bij grote strijklengten over laag gelegen uiterwaarden, kan een bekleding van asfalt of gezette danwel gestorte steen nodig zijn. Op minder zwaar aangevallen gedeelten wordt in de praktijk veel gebruik gemaakt van een bekleding met grasbetontegels.

3.6.4 *Standzekerheid ten aanzien van interne erosie en afschuiving*

Het ontwerp van het dwarsprofiel van de dijk kan men doorgaans beter eerst afstemmen op de veiligheid tegen interne erosie en op de stabiliteit van oppervlaktelagen om pas daarna de stabiliteit ten aanzien van afschuiving langs diepe glijvlakken te controleren. Het ontwerp moet ten aanzien van interne erosie zo zijn opgezet dat er geen zandmeevoerende wellen kunnen optreden in een zone achter de dijk van 5 maal de kerende hoogte H , gemeten vanaf de snijlijn van MHW met het binnentalud. Dit kan op verschillende manieren gerealiseerd worden. Verwezen wordt hiervoor naar par. 11.5, waar nader ingegaan wordt op de aan te houden ontwerpcriteria en de te treffen constructieve voorzieningen, zoals bermen, drainages en kwelkaden. Als ontwerpcriteria gelden:

1. een afsluitend pakket mag niet opgedrukt worden binnen de zone van $5 H$, gemeten vanaf de snijlijn van MHW met het binnentalud;
2. het gemiddelde verticale verhang mag ter plaatse van het snijpunt van het binnentalud met de gemiddelde maaiveldhoogte niet groter zijn dan 0,5;

3. het gemiddelde verticale verhang mag op een afstand van $5 H$ uit de snijlijn van MHW met het binnentalud niet groter zijn dan 0,7.

De stabiliteit van oppervlaktelagen van taluds bij uittredend of afstromend water, kan beoordeeld worden aan de hand van par. 11.4. Het binnentalud mag niet zo steil zijn dat bij overstromend water afschuiving langs ondiepe glijvlakken kan optreden. Bij onderwatertaluds van binnendijs gelegen wielen, en bij dunne, ten opzichte van de ondergrond doorlatende afdekkingen in taluds boven water moet men hier bijzondere aandacht aan besteden.

De stabiliteitscontrole ten aanzien van afschuiving langs diepe glijvlakken vormt de afsluiting van het ontwerp van het dijkprofiel. Aanbevolen wordt de stabiliteit te controleren aan de hand van cirkelvormige glijvlakken. Een eenvoudige en betrouwbare methode hiervoor is de vereenvoudigde benadering van Bishop met afsnuiting (par. 11.3). Op de kruin moet daarbij een verkeersbelasting in rekening worden gebracht (par. 7.3).

De maatgevende toestand voor het binnentalud treedt op bij MHW, als uitgegaan wordt van een stationaire grondwaterstroming door dijk en ondergrond. Bij een niet-stationaire stroming zal de maatgevende toestand, dat wil zeggen de hoogste waterspanning, optreden na het passeren van de top.

Aanbevolen wordt bij de glijvlakberekening van het binnentalud uit te gaan van de in par. 11.3.3 gegeven benadering, gebaseerd op representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren. De in te voeren schadefactor γ_n moet minstens 1,1 bedragen. De gevoeligheidsfactor γ_d voor modelonzekerheden kan bij de Bishop-benadering op 1,0 gesteld worden.

De maatgevende toestand voor het buitentalud treedt op bij vallend rivierwater en een najlend waterspanningsbeeld in de dijk.

Als regel kan men bij de dijken in het bovenrivierengebied het beste uitgaan van de situatie na een val van 10 dagen. Voor elke lokatie langs de rivier kan de bijbehorende waterstand bepaald worden met behulp van afvoerkrommen en betrekkinglijnen uit de in par. 7.1.2 gegeven afvoergolf.

Voor een globale benadering van het daarbij optredende waterspanningsbeeld in dijk en ondergrond kan men bij een kleidijk en afdekkende kleilagen op een zandondergrond uitgaan van de volgende aannamen (zie ook bijlage 3):

- langs verticale doorsneden gelden lineaire waterspannings- en korrelspanningsverdelingen;
- de stijghoogte in de zandondergrond mag worden gelijk gesteld aan de rivierstand na een val van 10 dagen;
- de korrelspanningen in het zand volgen uit de bovenbelasting en een hydrostatische waterspanningsverdeling;

- de korrelspanningen in de klei zijn na een val van 10 dagen nog gelijk aan de korrelspanningen bij hoogwater (stationaire toestand), met dien verstande dat de korrelspanningen bij het grensvlak van klei en zand niet groter zijn dan de daar aanwezige korrelspanningen in het zand.

Voor een meer verfijnde benadering van de stabiliteit van het buitentalud moet het waterspanningsbeeld bij verschillende buitenwaterstanden worden bepaald met behulp van een twee-dimensionale consolidatieberekening.

Per situatie dient de stabiliteit te worden gecontroleerd. De daarbij te hanteren schade-factor γ_n mag 1,0 bedragen.

Indien de stabiliteit niet voldoende blijkt, kan het talud verflauwd worden, of men kan overwegen een buitenberm aan te brengen.

De stabiliteit en het deformatiegedrag van de dijk dienen ook tijdens de verschillende stadia van uitvoering van de dijkverzwaring aandacht te krijgen. Dit is in het bijzonder nodig als er dikke, slecht doorlatende en sterk samendrukbare pakketten onder en naast de dijk voorkomen.

Deze omstandigheden komen vooral voor in het benedenrivierengebied. De behandeling van deze problematiek wordt dan ook in deel II van de leidraad behandeld. Daarbij komt ook de gewenste mate van veiligheid tegen afschuivingen of grote vervormingen tijdens de uitvoering aan de orde. In voorkomende gevallen in het bovenrivierengebied wordt hiernaar verwezen.

4 Uitvoeringsaspecten

De uitvoering van het dijkverbeteringsplan bepaalt de uiteindelijke kwaliteit van de dijk. Daarom moet reeds in de ontwerpfase aandacht worden besteed aan de uitvoerbaarheid van het werk.

Een aantal uitvoeringsaspecten worden in het volgende nader belicht.

- Ontgraving van cunetten

Een van de eerste uitvoeringsactiviteiten is het graven van cunetten en het maken van inkassingen in te verbeteren dijktafsluitingen.

De aanwezige bovengrond moet worden ontgraven en, voor zover deze voldoet aan de in het ontwerp gestelde eisen, apart worden gezet, om weer op het verbeterde profiel terug te kunnen worden gebracht. De ontgravingen dienen te worden uitgevoerd in het open seizoen, tussen 15 april en 15 oktober. In het gesloten winterseizoen kunnen eventueel ontgravingen over een korte lengte binnendijs worden toegelaten. Alle ontgravingen, zowel 's zomers als 's winters, moeten beperkt in omvang zijn, zodat ze, bij bericht van een op komst zijnde hoogwatergolf, binnen 2 à 3 dagen tot ten minste de oorspronkelijke hoogte kunnen worden aangevuld.

- Speciewinning

Op basis van de praktische toepassing kan kleigrond in een aantal klassen worden ingedeeld. Onderscheiden naar het lutumgehalte, uitgedrukt in het percentage deeltjes $< 2 \mu\text{m}$, zijn dit:

- I klei met een lutumgehalte kleiner dan 20%
- II klei met een lutumgehalte tussen 20 en 35%
- III klei met een lutumgehalte tussen 35 en 50%
- IV klei met een lutumgehalte groter dan 50%

Het is van groot belang bij kleiwinning de kleisoorten zo goed mogelijk gescheiden te ontgraven en zonodig gescheiden in depot te zetten.

Dit geldt ook voor zand. De geschiktheid van zand wordt vooral bepaald door de gemiddelde korreldiameter en de korrelverdeling, die volgt uit de zeefkromme. De verschillende zandsoorten kunnen praktisch worden onderscheiden in ophoogzand, cunetzand en draineerzand, overeenkomstig 'Eisen 1978 voor bouwstoffen in de wegenbouw' van de Rijkswaterstaat. Belangrijk is dat bij het ontwerp al nagegaan wordt of het toe te passen zand, als dit aan speciale eisen moet voldoen, ook inderdaad verkrijgbaar is.

- Opschonen van sloten en onderwatertaluds
 Binnen de terreinstrook van de dijkverbetering komen dikwijls sloten voor of diepere wateren, zoals wielen of strangen. Vóór de demping van deze wateren dienen modderlagen en begroeiing op de taluds en de bodem te worden verwijderd. Dit werk dient zoveel mogelijk in den droge te worden uitgevoerd. Als dat niet mogelijk is, zoals bij wielen en strangen, moet met het oog op de kwaliteit van het werk de voorkeur gegeven worden aan zuigen boven ontgraven met draglines. De gezogen specie mag niet op korte afstand weer in hetzelfde water gestort worden. Het wegpersen van modder door middel van te storten aanvulspecie is onvoldoende effectief en onbetrouwbaar, en wordt daarom ontraden.

- Aanbrengen en verdichten van grond
 Grondaanvullingen en ophogingen moeten bij voorkeur in den droge worden aangebracht.
 In alle gevallen verdient het aanbeveling het waterpeil in te dempen laagten zoveel mogelijk te verlagen.
 Voor het aanbrengen en verdichten van zand in den droge kan worden verwezen naar de in de wegebouw gebruikelijke eisen en uitvoeringsmethoden.
 Goede verdichting kan worden bereikt met behulp van een trilplaat of -wals.
 Grote hoeveelheden zand kunnen hydraulisch in het werk worden gebracht, dus door middel van spuiten. Door de spuitmond regelmatig te verplaatsen en door te schuiven met bulldozers kan een goede pakking van het zand worden verkregen. Ter voorkoming van sliblaagjes is een snelle afvoer van het perswater nodig.
 Klei moet in lagen van ten hoogste 0,40 m dikte in het werk worden aangebracht. De kleibekleding op het buitentalud dient bij voorkeur aangebracht te worden in lagen van 0,10 à 0,20 m dikte, en wel door de klei vanaf de teen langs het talud omhoog te schuiven tot op de kruin.
 Goede verdichting van de klei kan worden verkregen met behulp van een versporende bulldozer op smalle rupsen, eventueel gecombineerd met een schapepootwals. Essentieel is dat de te verwerken grond voldoet aan bepaalde eisen van verwerkbaarheid en verdichtbaarheid.

- Verwerkbaarheid en verdichtbaarheid
 De verwerkbaarheid van grond wordt vooral bepaald door de mogelijkheid tot homogene opbouw, stabiele vormgeving en goede afwerking, en door de begaanbaarheid met het oog op transport over het werk.
 De verdichtbaarheid geeft de mate aan waarin de grond tot een dichtere pakking gebracht kan worden.
 Voor een goede verwerking en verdichting is het vochtgehalte van groot belang. De verwerkbaarheid van zand vormt doorgaans geen probleem.
 Voor een goede verdichting moet het zand vochtig zijn: droog zand is zeer moeilijk te verdichten.

De verwerkbaarheid van klei is sterk afhankelijk van het vochtgehalte. Bij zeer lage vochtgehalten ontstaan bij verwerking nauwelijks te vergruizen, keiharde brokken, met daartussen grote holten. Bij te hoge vochtgehalten vertoont het materiaal bij verwerking een plastisch-vloeibaar gedrag.

Klei dient om goed verwerkbaar te zijn een vochtgehalte te bezitten tussen uitrolgrens en vloeigrens, de zogenaamde Atterbergse grenzen (par. 9.6.1).

De verwerkbaarheid dient op het werk te worden beoordeeld.

Het optimale vochtgehalte voor een maximale verdichting kan worden bepaald met behulp van een volledige proctorproef. Dit vochtgehalte blijkt echter dikwijls lager dan de uitrolgrens, zodat een maximale verdichting niet mogelijk is.

Het vochtgehalte van te verwerken en te verdichten klei dient dus bij voorkeur nabij de uitrolgrens te liggen. Tijdig moet worden onderkend of klimatologische omstandigheden zoals droogte en neerslag, het werk nadelig beïnvloeden. Zonodig dient het werk stilgelegd te worden om, na sproeien of ontwateren en drogen, pas bij een acceptabel vochtgehalte van de klei weer te worden hervat.

- Controlemetingen op het werk

Op het werk zal moeten worden nagegaan of de in het ontwerp aangehouden materiaaleigenschappen ook gerealiseerd worden. Naarmate er scherper is gedimensioneerd, zal de behoefte daaraan groter zijn.

Controle op de verdichting van zand is mogelijk met een penetrometer of handsondeerapparaat, waarmee de indringingsweerstand van de grond wordt gemeten. Bij een weerstand van $1,5 \text{ MN/m}^2$ of meer over de bovenste laag van 0,40 m dikte kan van een redelijk goede verdichting worden gesproken.

Controle op de verdichting van kleigrond kan geschieden aan de hand van een éénpuntsproctorproef, waarin bij het aanwezige vochtgehalte van de klei de proctorwaarde voor de volumieke massa wordt bepaald. Het meetresultaat uit deze proef, in relatie tot in de directe omgeving van het proefvak te bepalen volumieke massa's, geeft een indruk van de bereikte verdichting.

Een visuele beoordeling op de aanwezigheid van holle ruimten is vooral van belang als er grote kleibrokken worden aangevoerd en verwerkt. Middels een smalle, verticale sleuf krijgt men hierin een goed inzicht.

De aangebrachte klei dient steekproefsgewijs op het vereiste lutumgehalte te worden gecontroleerd.

Met het oog op zettingen en de daarvoor aan te brengen overhoogten is het van belang het gedrag van de ondergrond nauwlettend te volgen.

Dit kan gebeuren door het plaatsen van zakbaken op de oorspronkelijke grondslag, en regelmatige meting van de verplaatsingen.

Inzicht in de stabiliteit van ophogingen op sterk samendrukbare lagen kan worden verkregen aan de hand van waterspanningsmeting in deze lagen. Het ophogings-tempo moet op de meetresultaten worden afgestemd.

Het verdient aanbeveling de controlemetingen en de interpretatie ervan te laten be-

geleiden door een gekwalificeerd grondmechanisch deskundige, teneinde dreigende calamiteiten tijdig te onderkennen.

– Slopen van bouwwerken

Te slopen bouwwerken dienen zoveel mogelijk geheel uit de waterkering verwijderd te worden. Een uitzondering kan gemaakt worden voor paalfunderingen: het trekken van palen verstoort de ondergrond en laat moeilijk te dichten gaten in de bodem achter.

Bij diepe ontgravingen kan een spanningsbemaling nodig zijn om verstoringen door welvorming in de bodem te voorkomen.

Onnodige grondroering door te ruime ontgravingen moet worden vermeden.

– Afwerking

Vers aangebrachte grond aan de buitenzijde van de dijk mag niet zonder verdediging de winterperiode ingaan. Gezorgd moet worden dat er tijdig een goede bescherming aanwezig is in de vorm van een ingezaaide grasmat dan wel graszoden.

Zowel in de zomer- als in de winterperiode moeten voldoende middelen ter beschikking staan om schade aan vers aangebrachte taluds te beperken. Voorbeelden van noodmaatregelen zijn:

- het vastleggen van graszoden met kippegaas en piketten;
- het aanbrengen van kunststofdoek, vastgezet met krammen of verzwaard met bijvoorbeeld betontegels.



(Foto: Heidemij Adviesbureau bv)

Dijkverbetering in uitvoering nabij bebouwing te Sleeuwijk



(Foto: Luchtfotografie Slagboom en Peeters)

De IJssel ter hoogte van Deventer bij hoogwater; het tracé van de waterkering slingert door de oude stad



(Foto: J.H. Spapens - Rijkswaterstaat)

Het aanbrengen van een steunberm als noodvoorziening, achter de Dijk langs de Pannerdense Waard, bij het hoogwater van april 1983

5 Beheer en onderhoud

Voor een goed beheer en onderhoud van de waterkering is het belangrijk dat ondermeer is vastgelegd:

- hoever de beheerstaak zich uitstrekt en op welke wijze toestemming kan worden verleend voor het uitvoeren van werkzaamheden in, op of nabij de waterkering;
- wie de onderhoudsplicht heeft en op welke wijze de dijkbeheerder zich overtuigt van de goede staat van de waterkering, zoals bijvoorbeeld door middel van een schouw;
- welke vorm en afmetingen de dijk moet hebben: kruinbreedte, kruinhoogte, taludhellingen en bermbreedte.

Al deze zaken zijn doorgaans opgenomen in het waterschapsreglement en een daarbij behorende legger.

In de praktijk beperkt de controle zich meestal tot de uiterlijke kenmerken van de dijk. In deze leidraad komen de factoren naar voren die van belang zijn voor het waterkerend vermogen. Met name bij sterk uitgekiende ontwerpen is een nauwkeurige controle noodzakelijk, met het oog op de beperkte reserve in het ontwerp.

Het is daarom van belang dat deze factoren op overzichtelijke wijze gerangschikt en vastgelegd worden in een technisch beheersregister. Dat kan voor de beheerder als hulpmiddel dienen om aan te geven waarop uit dijktechnisch oogpunt bij beheer en onderhoud moet worden gelet.

Het register moet zo zijn opgezet dat alle relevante waarnemingen, gegevens en uitgangspunten kunnen worden opgenomen, met verwijzing naar ter zake toepasselijke rapporten.

Bij de voorbereiding en uitvoering van de rivierdijkversterkingen komen veel van deze gegevens beschikbaar. Het is echter ook van belang dat soortgelijke informatie wordt verzameld en vastgelegd van de dijkvakken die naar huidige inzichten niet behoeven te worden verbeterd.

Als het gegevensbestand regelmatig wordt bijgehouden en aangepast aan opgetreden veranderingen, is ook in de toekomst een doelmatig beheer en onderhoud mogelijk.

6 Veiligheid bij de analyse van sterkte en stabiliteit

Dit hoofdstuk gaat in op de keuze van de veiligheidsbenadering bij de berekening van sterkte en stabiliteit. Gekozen wordt voor een model met ontwerpwaarden voor belasting en sterkte.

Deze waarden volgen met inachtneming van partiële veiligheidsfactoren uit representatieve waarden voor de belastingen, de materiaaleigenschappen en de geometrie. Paragraaf 6.3 geeft een toelichting, zowel op de begrippen als op het gebruik ervan in het model.

6.1 Algemeen

Bij de beoordeling van de sterkte of de stabiliteit van constructies zijn de volgende aspecten van belang:

- de belastingen op de constructie;
- de sterkte-eigenschappen van het constructiemateriaal;
- de geometrie van de constructie;
- het rekenmodel voor de controle op al of niet overschrijden van de grenstoestand bezwijken.

Voor de controle ten aanzien van bezwijken dient men te beschikken over onderling direct vergelijkbare grootheden voor belasting en sterkte. De effecten van de verschillende op de constructie aangrijpende belastingen worden daarom in de regel omgerekend naar één kenmerkende rekengrootheid B voor de belastingen, daarbij rekening houdend met de geometrie en eventueel het vervormingsgedrag van de constructie. Deze kenmerkende rekengrootheid kan, afhankelijk van het beschouwde geval, een normaalkracht zijn, een schuifkracht of een moment, ergens in de constructie.

Evenzo kan er een kenmerkende rekengrootheid S worden bepaald voor de sterkte, op grond van de materiaaleigenschappen, de geometrie en eventuele invloeden van de belasting op de sterkte.

Als de waarden van B en S exact te bepalen zijn, moet er om overschrijding van de grenstoestand bezwijken te voorkomen, worden voldaan aan de voorwaarde:

$$(S - B) \geq 0$$

Bij ontwerpberekeningen zijn er in werkelijkheid echter geen exacte waarden te geven voor de belasting en de sterkte. Naast een van nature aanwezige variatie in belastingen,



(Foto: Luchtfotografie Slagboom en Peeters)

De Neder-Rijn/Lek ter hoogte van de kruising met het Amsterdam-Rijnkanaal bij hoogwater

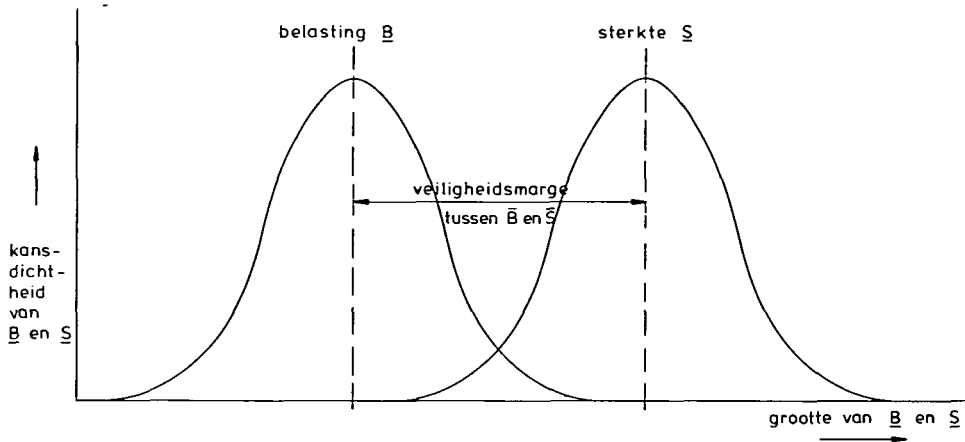
materiaaleigenschappen en geometrie, moet er rekening worden gehouden met onzekerheden, onder andere volgende uit:

- schatting van de in werkelijkheid voorkomende belastingen en materiaaleigenschappen;
- schematisering;
- kwaliteit van het rekenmodel;
- wijze van uitvoering.

Een en ander heeft tot gevolg dat de rekengrootheden B en S niet één bepaalde waarde hebben, maar een zekere kansverdeling: B en S zijn stochastische grootheden.

Dit betekent in vele gevallen dat, hoe B en S ook gekozen worden bij het ontwerp, er altijd een kans is dat B groter zal zijn dan S , zodat bezwijken van de constructie nooit geheel is uit te sluiten.

Het ontwerp moet nu zo worden opgezet dat beide kansverdelingen zo ver uiteen liggen dat de resterende kans op bezwijken acceptabel is. Dit is geïllustreerd in figuur 6.1. Hoe kleiner de overlapping tussen beide kansverdelingen is, hoe kleiner de kans op bezwijken is.



figuur 6.1

Voldoende afstand tussen de kansverdelingen van B en S kan bij het ontwerpen op verschillende manieren worden gerealiseerd. Een tot nu toe in de grondmechanica bij de dijkbouw veel gebruikte methode gaat uit van gemiddelde waarden voor B en S en één algemene veiligheidsfactor. Een andere, meer moderne methode is gebaseerd op representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren.

In de volgende paragrafen wordt op beide methoden verder ingegaan.

6.2 Rekenmodel met gemiddelde waarden en één algemene veiligheidsfactor

Door een voldoende grote veiligheidsmarge aan te brengen tussen de gemiddelde waarde $\bar{B}$ van de rekengrootheid voor de belastingen en de gemiddelde waarde $\bar{S}$ van de

rekengrootheid voor de sterkte wordt de kans op bezwijken van de constructie tot een acceptabel laag niveau teruggebracht.

Dit is eveneens geïllustreerd in figuur 6.1. De mate van veiligheid komt tot uitdrukking in één veiligheidsfactor $\bar{\gamma}$, gedefinieerd volgens:

$$\bar{\gamma} = \frac{\bar{S}}{\bar{B}}$$

De waarde van de factor $\bar{\gamma}$ berust meestal grotendeels op praktijkervaring.

Dit rekenmodel is tot op heden vrij gebruikelijk bij grondmechanische ontwerpberekeningen. Een bezwaar is echter dat de spreiding in belasting en sterkte en de onzekerheid bij de bepaling daarvan niet expliciet in de berekening tot uitdrukking komen.

Omdat de spreiding in zowel de belasting als de sterkte van geval tot geval kan verschillen, leidt het gebruik van één vaste veiligheidsfactor $\bar{\gamma}$ niet in alle gevallen tot een vergelijkbare mate van werkelijk aanwezige veiligheid, hoewel dat wel wordt gesuggereerd. Een ander nadeel is dat deze benadering weinig kans biedt tot verfijning. Als de onzekerheden voor bepaalde factoren kunnen worden verkleind, bijvoorbeeld als gevolg van meer onderzoek of betere rekenmethoden, is het niet eenvoudig mogelijk dit op verantwoorde wijze in het ontwerp te honoreren.

Aan deze bezwaren komt de methode met representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren tegemoet.

6.3 Rekenmodel met representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren

Bij dit rekenmodel worden de verschillende onzekerheden in de relevante parameters van elkaar onderscheiden, en worden ze zoveel mogelijk apart in de berekeningen betrokken. Een belangrijk voordeel van zo'n benadering is dat de onzekerheid in de verschillende parameters expliciet tot uitdrukking komt.

Dit houdt in dat meer onderzoek, betere rekenmethodes en een zorgvuldige uitvoering ook in het ontwerp gehonoreerd kunnen worden, waardoor een scherper gedimensioneerd ontwerp mogelijk wordt.

Deze veiligheidsbenadering is uitgewerkt en vastgelegd in Eurocode 1 (lit. 35) en in de daarop gebaseerde TGB 1984-Algemeen, Basisprincipes (lit. 36). De grondgedachte ervan is een volledig probabilistische benadering. Om praktische redenen is deze echter vereenvoudigd tot een semi-probabilistische: de zogenaamde niveau-I benadering. Het volgende geeft hierop een toelichting, waar nodig toegespitst op het praktisch gebruik bij berekeningen voor dijkontwerpen.

Bij de niveau-I benadering worden in een rekenmodel ontwerpwaarden ingevoerd voor belastingen, materiaaleigenschappen en geometrische parameters. De ontwerpwaarden voor belastingen en materiaaleigenschappen volgen uit zogenaamde representatieve waarden met behulp van partiële veiligheidsfactoren.

Een representatieve waarde biedt de mogelijkheid rekening te houden met de vorm van de kansverdeling van het verschijnsel. Dit in tegenstelling tot een gemiddelde waarde.

Voor een representatieve waarde wordt daarom bij voorkeur een waarde genomen met een bepaalde, meestal kleine onder- of overschrijdskans. Zo'n representatieve waarde heet een karakteristieke waarde als die op basis van een statistische analyse is verkregen.

Als er echter onvoldoende gegevens zijn om een karakteristieke waarde te bepalen of als dit niet relevant is, kan ook een op andere wijze vastgestelde, zogenaamde nominale waarde worden gebruikt als representatieve waarde.

Voor de ontwerpwaarde van een op de constructie aangrijpende belasting geldt:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_r$$

Hierin is F_d de ontwerpwaarde en F_r de representatieve waarde. De factor γ_f is de partiële factor voor onzekerheden in de belastingen. In deze leidraad komen de representatieve waarde van een belasting en de belastingfactor γ_f echter niet expliciet tot uitdrukking. Er is om praktische redenen voor gekozen de belastingen direct te geven als ontwerpwaarden; zie ook hoofdstuk 7.

Voor de ontwerpwaarde van een materiaaleigenschap geldt:

$$f_d = \frac{f_r}{\gamma_m}$$

Hierin is f_d de ontwerpwaarde en f_r de representatieve waarde. De factor γ_m is de partiële factor voor onzekerheden in de materiaal- of constructie-eigenschappen, als gevolg van bijvoorbeeld de beschrijving van het materiaalgedrag in een geschematiseerd model (par. 8.3.1), en onzekerheden ten aanzien van de representativiteit van een monsterbeproevingsmethode (par. 9.7.2). Opgemerkt wordt dat onzekerheden door een qua omvang beperkt grondonderzoek worden verdisconteerd in de te bepalen representatieve waarden voor grondparameters (par. 9.7.1).

Voor de ontwerpwaarde van een geometrische parameter wordt een iets andere benadering gevolgd.

De ontwerpwaarde a_d wordt hier verkregen door een representatieve waarde a_r afhankelijk van de situatie, te vermeerderen of te verminderen met een bepaalde maat Δa voor de mogelijke afwijkingen, met de bedoeling een voor de veiligheid ongunstige ontwerpwaarde te verkrijgen.

Naast de al genoemde factoren moeten er nog twee belangrijke partiële veiligheidsfactoren worden genoemd: de gevoeligheidsfactor γ_d en de schadefactor γ_n .

De gevoeligheidsfactor γ_d verdisconteert de onzekerheden in de berekeningsmethode en andere aspecten die niet door de overige γ -waarden worden gedekt.

Met de schadefactor γ_n worden de gevolgen van bezwijken in de berekening betrokken, inclusief de invloed van de aard van bezwijken. De waarde van γ_n varieert, afhankelijk van het gewenste veiligheidsniveau. Deze factor legt in principe de relatie met het derde uitgangspunt in paragraaf 2.1, ten aanzien van de standzekerheid.

Om de veiligheid te beoordelen kan nu een kenmerkende rekengrootheid B_d voor de ontwerpbelastingen worden vergeleken met een kenmerkende rekengrootheid S_d voor de ontwerpsterkte van de constructie (vergelijk par. 6.1).

Bij een eenvoudig rekenmodel, waarin belasting en sterkte elkaar niet beïnvloeden, kunnen B_d en S_d als volgt worden bepaald:

$$\begin{aligned} B_d &= \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot B(f_d, a_d) \\ S_d &= S(f_d, a_d) \end{aligned}$$

Er is in deze leidraad voor gekozen de factoren γ_n en γ_d in rekening te brengen aan de belastingkant.

Soms echter beïnvloeden belasting en sterkte elkaar wel. Dit is bijvoorbeeld het geval bij de stabiliteit van grondlichamen. Zowel de belasting als de schuifsterkte worden bepaald door het gewicht van de grond. Daarnaast is de schuifsterkte rechtstreeks afhankelijk van de aanwezige waterspanning (par. 8.3.1).

In zo'n geval geldt algemeen:

$$\begin{aligned} B_d &= \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot B(f_d, f_d, a_d) \\ S_d &= S(f_d, f_d, a_d) \end{aligned}$$

In de paragrafen 11.3 en 11.4 is onder andere aangegeven hoe een en ander in concrete gevallen uitgewerkt en ingevuld kan worden.

Om nu te bereiken dat de kans op overschrijding van de grenstoestand bezwijken voldoende klein is, moet B_d bij de toetsing in het rekenmodel kleiner zijn dan S_d .

Er moet dus gelden:

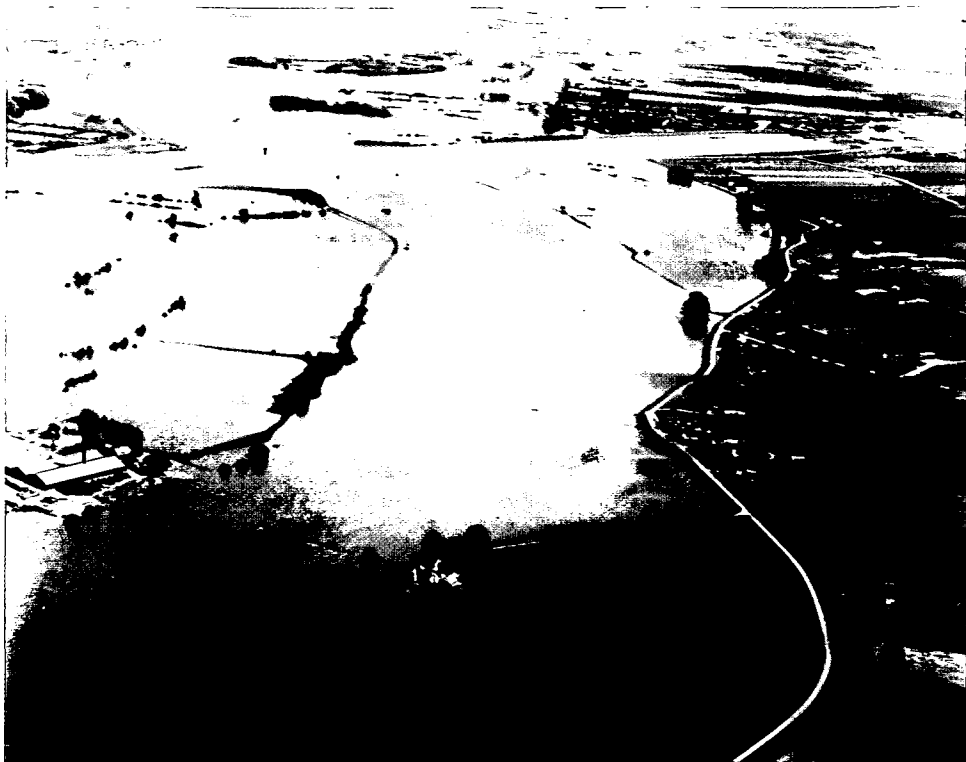
$$\theta_d = (S_d - B_d) \geq 0 \quad \text{of} \quad \frac{S_d}{B_d} \geq 1$$

Alhoewel de geschetste methode nog maar een benadering is van een volledig probabilistische methode, biedt ze toch het voordeel dat de spreiding en de onzekerheden in de verschillende componenten expliciet tot uitdrukking komen, en dat meer inzicht en kennis hieromtrent ook in het ontwerp kunnen worden gehonoreerd.

Zo zal meer grondonderzoek leiden tot meer inzicht in en betere schattingen van de grondeigenschappen. In veel gevallen kan dan met grotere karakteristieke waarden voor de sterkte-eigenschappen van de grond gerekend worden (par. 9.7.1). Meer inzicht in de representativiteit van de parameters die het materiaalgedrag beschrijven en betere berekeningsmodellen kunnen daarnaast aanleiding geven tot het gebruik van lagere partiële factoren γ_m en γ_d .

Op de grootte van de toe te passen partiële veiligheidsfactoren en de representatieve waarden van de diverse grondmechanische en geometrische parameters wordt elders in de leidraad, waar dit van toepassing is, nader ingegaan.

Deze waarden worden zo gekozen dat naar huidige inzichten redelijkerwijs verwacht mag worden dat de kans op doorbraak van de dijkkring bij waterstanden tot het niveau van MHW verwaarloosbaar klein is ten opzichte van de kans dat MHW wordt bereikt of overschreden.



(Foto: Luchtfotografie Slagboom en Peeters)

De Neder-Rijn/Lek ter hoogte van de kruising met het Amsterdam-Rijnkanaal bij hoogwater

7 Belastingen op de waterkering

Dit hoofdstuk geeft een nadere behandeling van de belastingen die een waterkering ondervindt: de belastingen door water, wind, verkeer en eigen gewicht. Tevens wordt aandacht besteed aan belastingen die kunnen optreden in uitzonderlijke situaties, zoals aanvaringen en explosies, en aan de gevolgen van biologische invloeden, ook al zijn dat geen belastingen in de gebruikelijke zin.

7.1 Belasting door hoogwater

Verreweg de belangrijkste belasting ondervinden rivierwaterkeringen, direct of indirect, van het te keren hoogwater. Deze belasting komt tot uitdrukking in waterdrukken, waarbij onderscheid gemaakt kan worden in de hydrostatische waterdruk tegen taluds, damwanden, keermuren en keermiddelen in duikers, sluizen en gemalen, en in waterspanningen in de poriën van het korrelskelet van het dijklichaam en de ondergrond (hoofdstuk 10).

Voor de waterdruk is de hoogte van de ontwerp-rivierstand een bepalende factor. Daarnaast echter kan het verloop van de rivierstand in de tijd van belang zijn, met name voor de bepaling van de waterspanningen. De ontwikkeling van waterspanningen in de grond is immers een tijdsafhankelijk proces, waarbij demping en vertraging mede afhankelijk zijn van het verloop in de tijd van de hoogwatergolf op de rivier. Dit is vooral merkbaar bij slecht doorlatende grond.

Behalve door waterdrukken worden sommige dijkvakken ook belast door de snelheid waarmee het water langs de dijk stroomt.

Welke stroomsnelheid langs de dijk met het oog op erosie in rekening moet worden gebracht, is sterk afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden: is het een schaaldijk, ligt de dijk in de stroomschaduw, zijn er op- en afritten aanwezig. De ontwerpwaarden van de stroomsnelheden en het verloop daarvan in de tijd zijn in principe door berekening te bepalen. Het voert echter te ver daar nu nader op in te gaan. Aanbevolen wordt in voorkomende gevallen advies in te winnen bij de rivierbeheerder.

In de volgende paragrafen worden aanwijzingen gegeven die van belang zijn voor de bepaling van de belasting, met betrekking tot de in rekening te brengen hoogwaterstanden, de vorm van de daarbij behorende afvoergolf en de duur van hoge waterstanden.

7.1.1 *Ontwerpwaterstanden*

Als uitgangspunt voor dijkontwerpen in het bovenrivierengebied van de Rijn en zijn takken geldt de waterstand die optreedt bij de zogenaamde maatgevende afvoer van 16.500 m³/s te Lobith. De overschrijdingskans van deze afvoer bedraagt ongeveer 1/1250 per jaar (bijlage 4).

Deze maatgevende hoogwaterstanden – MHW – worden door de Rijkswaterstaat berekend. Met een computerrekenmodel voor 2-dimensionale stroming worden de waterstanden in zomer- en winterbed bij een stationaire toestand bepaald, uitgaande van de maatgevende afvoer te Lobith en van bepaalde vastgestelde rivierpeilen aan de benedenrand van het bovenrivierengebied.

De topvervlakking van de afvoergolf door het in werkelijkheid niet-stationaire karakter van het hoogwater wordt afzonderlijk bekeken. De berekende waterstanden bij stationaire afvoer worden naar aanleiding daarvan gecorrigeerd. De topvervlakking speelt overigens alleen op de IJssel een rol van betekenis; in mindere mate is dit het geval op de Neder-Rijn en Waal.

De berekende waterstanden moeten worden beschouwd als verwachtingswaarden of gemiddelde schattingen op basis van een afvoer van 16.500 m³/s te Lobith. De werkelijk optredende waterstanden kunnen zowel hoger als lager zijn, als gevolg van onzekerheden in het gehanteerde rekenmodel, in de ingevoerde gegevens, met name voor wat betreft de hydraulische ruwheid van het rivierbed, en in de afvoerverdeling op de splitsingspunten.

Een globale schatting van de nauwkeurigheid van de berekende waterstanden zal moeten uitgaan van een spreiding van enige decimeters.

Bij de bepaling van de ontwerpwaterstanden wordt geen rekening gehouden met opstuw van het water door een vast ijsdek of ijsdammen. Vroeger waren dit belangrijke oorzaken van hoge rivierstanden, maar door de normalisatie van het rivierbed lijkt de kans op het ontstaan van een vast ijsdek of van ijsdammen in de rivier nu sterk te zijn afgenomen (lit. 1).

Voor de Maas en de Vecht worden de ontwerpwaterstanden op soortgelijke wijze bepaald bij de voor deze rivieren geldende maatgevende afvoeren (par. 1.2).

7.1.2 *Vorm van de ontwerp-afvoergolf*

In tegenstelling tot de grootte van de maatgevende afvoer is de vorm van de maatgevende afvoergolf niet officieel vastgesteld. Wel heeft de voormalige Studiedienst van de directie Bovenrivieren van de Rijkswaterstaat destijds een maatgevende afvoergolf bepaald voor de Boven-Rijn te Lobith bij een topafvoer van 18.000 m³/s, met het doel de topvervlakking op de Rijntakken te kunnen berekenen (lit. 21). Uit deze bepaling kan ook een maatgevende afvoergolf worden afgeleid voor een topafvoer van 16.500 m³/s (bijl. 5).

Uitgaande van deze afvoergolf voor de Boven-Rijn te Lobith kan voor elk punt langs de

rivier de vorm van de hoogwatergolf ter plaatse worden bepaald met behulp van de afvoerkromme te Lobith en betrekkinglijnen. De daaruit af te leiden waarden voor was en val mogen als ontwerpwaarden worden beschouwd.

7.1.3 Maatgevende duur van hoge waterstanden

Met het oog op de ontwikkeling van waterspanningen is het denkbaar dat voor een dijk-ontwerp ook afvoergolven maatgevend kunnen zijn met een lagere topstand dan de maatgevende hoogwatergolf maar met een langere duur.

In dit licht is een studie betreffende de overschrijdingskansen van aaneengesloten overtreffingsduren van hoge Boven-Rijnafoeren van belang (lit. 23). Resultaten van deze studie zijn weergegeven in bijlage 6 en 7.

Het verdient aanbeveling om ontwerpen – waarbij onder maatgevende omstandigheden rekening is gehouden met het niet-stationaire karakter van de grondwaterstroming als gevolg van de niet-permanente rivierafvoer – te toetsen bij lagere afvoeren met een langere aaneengesloten duur.

7.2 Belasting door wind

De belasting van een waterkering door wind kan op verschillende wijzen tot uitdrukking komen. Genoemd kunnen worden:

1. de aanval op de waterkering door golven, gekarakteriseerd door golfoploop tegen het buitentalud en golfoverslag over de kruin;
2. de verhoging van de waterstand door opwaaiing;
3. de statische en dynamische windbelasting die op de waterkering wordt overgedragen via in de waterkering aanwezige constructies en objecten.

7.2.1 Golfaanval

Bepaling van de golfaanval is mogelijk aan de hand van formules uit de literatuur en beschikbare windgegevens van het K.N.M.I. Zo komt een schatting tot stand van de te verwachten windgolf op de rivier.

Door het ontbreken van voldoende waarnemingen van golfhoogten en golfperiodes op de rivier is het niet mogelijk aan te geven in welke mate de werkelijke golfaanval bij stromend water in de rivier zal afwijken van de berekende waarde volgens de literatuur; die geldt namelijk in het algemeen voor niet-stromend water.

7.2.1.1 Golfvoorspelling

Voor de bepaling van golfhoogte en golfperiode uit windgegevens zijn verschillende voorspellingsmethoden ontwikkeld (lit. 5).

In het rivierengebied is een eenvoudige methode wel het meest geschikt, namelijk bepaling van de kenmerkende golf uit een standaard-windveld.

Bij deze methode worden golfhogte en -periode vastgesteld in een situatie waarbij de wind over een watervlak waait met constante snelheid en zodanige duur dat de golf maximaal tot ontwikkeling komt. De tijd die nodig is om een golf over de maximaal voorkomende strijklengte – ongeveer 5 km – volledig tot ontwikkeling te laten komen, bedraagt, afhankelijk van de windsnelheid, driekwart tot één uur. Dit komt ongeveer overeen met de periode van één uur waarover de windgegevens van het K.N.M.I. zijn gemiddeld. Bij gebruik van uurgemiddelden van de windsnelheden kan dus worden aangenomen dat de berekende golfhogten zich steeds volledig hebben kunnen ontwikkelen.

Uit de gegeven windsnelheid, de waterdiepte en de strijklengte worden rechtstreeks de significante golfhogte en de kenmerkende golfperiode bepaald. Deze bepaling geschiedt aan de hand van empirisch vastgestelde golfgroeigrafieken en -formules. Als voorbeeld worden in bijlage 8 de formules van Bretschneider gegeven, uitgedrukt in dimensieloze parameters voor golfhogte H_s , golfperiode T , waterdiepte d en strijklengte F , bij een gegeven windsnelheid u .

De golfhogte is in bijlage 8 tevens grafisch weergegeven als functie van de strijklengte, bij windsnelheden variërend van 8 tot 14 m/s en waterdiepten variërend van 1 tot 6 m.

Voor de in rekening te brengen waterdiepte d wordt aanbevolen één waarde te bepalen die bij een schaaardijk is afgestemd op de gemiddelde waterdiepte in de rivier, of anders de waterdiepte boven de uiterwaard. De diepte in de zone direct langs de dijk is met name van belang. De invloed van plaatselijke, diepe geulen kan buiten beschouwing gelaten worden.

Voor de in rekening te brengen strijklengte F wordt aanbevolen een effectieve strijklengte F_e te bepalen, die is afgestemd op de configuratie van het vóór de waterkering gelegen wateroppervlak. De effectieve strijklengte wordt dan in een willekeurige situatie gelijk gesteld aan een gewogen gemiddelde van de projecties $l(\alpha)$ op de windrichting van alle strijklengten in alle richtingen α (zie figuur 7.1), volgens:

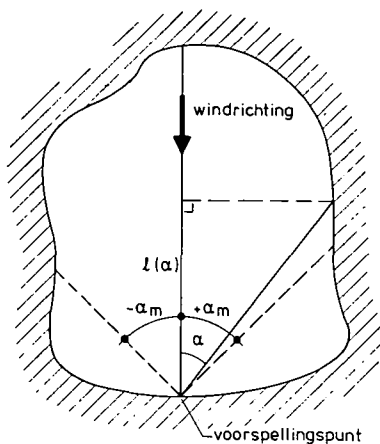
$$F_e = \frac{\int_{-\alpha_m}^{+\alpha_m} w(\alpha) l(\alpha) d\alpha}{\int_{-\alpha_m}^{+\alpha_m} w(\alpha) d\alpha}$$

Hierin is $w(\alpha)$ een gewichtsfunctie. Aanbevolen wordt als gewichtsfunctie $w(\alpha) = \cos \alpha$ te gebruiken en voor α_m een waarde van 45° aan te houden (lit. 5 en bijlage 9).

De effectieve strijklengte, en daarmee de golfhogte, kan in belangrijke mate beperkt worden door de aanwezigheid van hooggelegen of hoogwatervrije gebieden zoals steenfabrieken, en van leidammen en hoge zomerkaden, mits ze niet te diep onder water lig-

gen en de verwachting gewettigd is dat zij de eerstkomende 50 jaar aanwezig zullen blijven.

Om niet onnodig hoog te ontwerpen verdient het aanbeveling daar bij het ontwerp rekening mee te houden.



figuur 7.1

7.2.1.2 Golfoploop

Onder golfoploop tegen een talud wordt per definitie verstaan de verticaal gemeten hoogte z boven het stilwaterniveau tot waar de oplopende watertong van een al of niet brekende golf op het talud reikt.

Door het onregelmatige, stochastische karakter van de windgolf zal ook de golfoploop een dergelijk karakter hebben; de golfoploop moet derhalve worden gekarakteriseerd door een waarde met een zeker overschrijdingspercentage.

In Nederland is de laatste decennia algemeen als karakteristieke maat voor de golfoploop de waarde aangehouden die wordt overschreden door 2% van de aankomende golven. De achterliggende gedachte hierbij is dat dit een te verwaarlozen hoeveelheid overslag oplevert (par. 7.2.1.3). Op grond hiervan wordt de 2%-golfoploop bij zeedijken gebruikt als ontwerpcriterium voor de waakhogte.

Uit theoretisch en experimenteel onderzoek (lit. 4) is gebleken dat de 2%-golfoploop van golven onder directe invloed van de wind bij taludhellingen van 1:3 of flauwer beschreven kan worden door:

$$z_{2\%} = 0,74 T \sqrt{gH_s} \tan \alpha$$

waarin:

$z_{2\%}$	= 2%-golfoploop	[m]
H_s	= significante golfhoogte	[m]
T	= gemiddelde golfperiode	[s]
$\tan \alpha$	= taludhelling	[-]
g	= versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]

Bekender is echter de eenvoudige formule:

$$z_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha$$

Ook deze formule is geldig voor taluds van 1:3 of flauwer. Voor een golfsteilheid H_s/L_0 (L_0 is de golflengte volgens $L_0 = gT^2/2\pi$) van ca. 5,5% volgt de eenvoudige formule ook uit de eerdergenoemde. Uit onderzoek en metingen is gebleken dat de golfsteilheid bij golven onder directe invloed van de wind meestal varieert van 1:20 tot 1:15, ofwel 5 tot 6%. Het gebruik van de eenvoudige formule is daarom alleszins verantwoord.

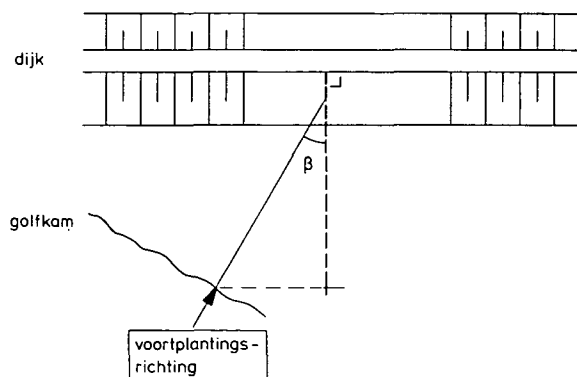
De invloed van ruwheid en doorlatendheid van een taludbekleding op de golfoploop wordt doorgaans tot uitdrukking gebracht in een reductiecoëfficiënt. Een indruk van de reductie die optreedt bij verschillende soorten taludbekleding ten opzichte van de ruwheid van een glad, gesloten talud, geeft onderstaande tabel, die overgenomen is uit lit. 4. De formule $z_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha$ is opgesteld voor de golfoploop bij zeedijken met een basaltglooiing of een grasmat. Bij gebruik van deze formule moeten de reductiefactoren dus worden omgerekend op basis van een reductiefactor die gelijk is aan één voor een talud met een grasmat of een basalt- of bloksteenglooiing.

bekleding	relatieve reductie
glad, gesloten	1
betonplaten	0,9
basaltglooiing – bloksteen – grasmat	0,85 à 0,9
één laag stortsteen op ondoorlatende onderlaag	0,8
gezette stenen	0,75 à 0,8
gestorte ronde stenen	0,6 à 0,65
gestorte breuksteen	0,5 à 0,6

Gegevens over golfoploop bij scheefinvallende golven zijn schaars. Er zijn aanwijzingen dat de oploop van brekende golven op vlakke taluds varieert met $\cos \beta$ voor $\beta < \text{ca. } 45^\circ$ (figuur 7.2). De 2%-golfoploophoogte volgt dan uit:

$$z_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha \cos \beta$$

In het voorgaande werd een formule gegeven voor golfoploop als functie van de golfhoogte, onder de conditie dat deze golven breken op het talud. Het is echter moeilijk om aan te geven wanneer een gegeven onregelmatige golfrein bij een gegeven taludhelling in voldoende mate als brekend is te beschouwen. Bij golven onder invloed van de wind is de golfsteilheid doorgaans wel zo groot, dat vrijwel alle golven breken op taluds met een helling van 1:3 of flauwer. Bij hellingen van 1:1,5 of steiler daarentegen lopen de meeste golven op zonder te breken. Omtrent de oploop van niet-brekende onregelmatige golven is experimenteel niet veel bekend. In lit. 4 wordt wel een theoretisch afgeleide formule gegeven maar die is nog niet experimenteel geverifieerd. Mede op grond



figuur 7.2

van wel beschikbare meetgegevens over de oploop van niet-brekende, regelmatige golven (lit. 4) wordt aanbevolen voor de oploop op taluds van 1 : 2,5 of flauwer de eerdergenoemde formule $z_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha$ te gebruiken; bij taluds steiler dan 1:2,5 kan voor de berekening van de golfoploop worden uitgegaan van een fictieve taludhelling van 1:2,5.

7.2.1.3 Golfoverslag

Overslaande golven kunnen een gevaar voor de dijk betekenen wanneer ze erosie en verweking van binnentalud en kruin tot gevolg hebben. Een voorbeeld hiervan is de doorbraak van de Maasdijk te Nederasselt bij het hoogwater op de Maas in 1926; het gehele Land van Maas en Waal raakte bij die gelegenheid geïnundeerd.

Ernstige golfoverslag moet daarom voorkomen worden door de dijk voldoende waakhogte te geven boven de ontwerpwaterstand. Ook bij rivierdijken zou de 2%-golfoploophogte als ontwerpcriterium voor de kruinhogte kunnen worden gebruikt.

De hoeveelheden overslag zijn dan echter wel zéér klein, daar de golven op de rivier veel kleiner zijn dan zeegolven onder ontwerpomstandigheden.

Het lijkt daarom meer reëel bij rivierdijken een ander criterium aan te houden: een bepaalde hoeveelheid golfoverslag.

Een bijkomend voordeel is dat de toe te laten hoeveelheid overslag afhankelijk gesteld kan worden van de erosiebestendigheid en verwekingsgevoeligheid van kruin en binnentalud (par. 8.3 en 11.4). Wel stelt deze benadering hogere eisen aan beheer en onderhoud van de dijk.

De golfoverslag wordt meestal gekarakteriseerd door een in de tijd gemiddeld overslagdebiet $\bar{q}$ per strekkende meter dijk. Dit debiet is afhankelijk van de golfhoogte, de golfsteilheid, de taludhelling en de aanwezige waakhogte. Er is een relatie met het percentage overslaande golven. Praktijkmetingen van overslagdebieten zijn niet beschikbaar. Uit de resultaten van verschillende modelonderzoeken kan echter globaal een relatie tussen al deze factoren worden afgeleid (bijlage 10).

Gelet op de grote spreiding in deze relatie en het resultaat van een proef op grote schaal in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium de Voorst wordt aanbevolen voorshands uit te gaan van de in bijlage 10 gegeven lijn voor de maximale schatting. Bij verschillende overslagdebieten kunnen zo, uitgaande van een bepaalde golfsteilheid en taludhelling, relaties worden bepaald tussen de significante golfhoogte H_s en de waakhoogte z . Ter illustratie zijn deze relaties gegeven in bijlage 11 voor $\bar{q} = 10, 1$ en $0,1$ l/s per m' bij een taludhelling van 1:3 en een golfsteilheid van ongeveer 5%. Bijlage 11 geeft ook het verband aan tussen waakhoogte en significante golfhoogte, op basis van het 2%-golfoploopcriterium (par. 7.2.1.2). Voor de relatief kleine golfhoogten die voorkomen op een rivier, komt dit verband in orde van grootte overeen met dat op grond van $\bar{q} = 0,1$ l/s per m'.

Bedacht moet worden dat hier in de tijd gemiddelde overslagdebieten worden beschouwd. In werkelijkheid zal, afhankelijk van het percentage overslaande golven, in korte tijd een veel groter debiet voor kunnen komen.

7.2.2 *Opwaaiing*

Met betrekking tot op- en afwaaiing op de rivier, zowel in langs- als in dwarsrichting, zijn voor het bovenrivierengebied geen meetgegevens beschikbaar. Schattingen op grond van formules uit de literatuur geven slechts geringe waarden, variërend van enige centimeters tot maximaal een decimeter.

Gelet op deze geringe waarden en de onnauwkeurigheid van andere bepalende factoren, behoeft de opwaaiing niet apart in rekening te worden gebracht bij de dijkhoogtebepaling. Het effect van opwaaiing wordt geacht voldoende te zijn gecompenseerd in de minimum waakhoogte van 0,50 m (par. 8.1).

7.2.3 *Windbelasting via constructies*

In de dijk staande constructies en objecten, zoals lichtmasten en bomen, kunnen aan het dijklichaam krachten overdragen die worden veroorzaakt door de wind.

Deze krachten kunnen een nadelige invloed hebben op de sterkte en stabiliteit van de waterkering, met name onder maatgevende omstandigheden. Algemeen geldende regels zijn hierbij echter moeilijk te geven. Geval voor geval kan nagegaan worden hoe groot deze krachten zijn, en wat het effect op de dijk kan zijn, ervan uitgaande dat de verankering van de constructies en objecten in de dijk zodanig is dat omwaaien redelijkerwijs uitgesloten is.

7.2.4 *Ontwerpwaarden voor windsnelheden en -richtingen*

Hoge rivierwaterstanden behoeven in het bovenrivierengebied niet noodzakelijkerwijs samen te vallen met hoge windsnelheden. Op grond van een statistische analyse van waarnemingen door het KNMI bleek het niet mogelijk voor de winterperiode een

zekere afhankelijkheid aan te tonen tussen grote afvoeren en hoge windsnelheden. Het verdient daarom aanbeveling, met betrekking tot de golfoploop of de golfoverslag bij de ontwerpwaterstanden, ontwerp-windsnelheden in rekening te brengen die berusten op een gecombineerde frequentiebeschouwing van waterstanden, windsnelheden en windrichtingen.

De hiervoor benodigde frequenties van windsnelheden en windrichtingen kunnen worden ontleend aan waarnemingen van de KNMI-stations Herwijnen en Deelen.

Deze stations worden representatief geacht voor het riviereengebied; station Herwijnen met name voor het westelijke riviereengebied en station Deelen voor het centrale riviereengebied, de omgeving van Arnhem en Nijmegen en de IJssel.

Een indruk van de grootte van de ontwerp-windsnelheden kan verkregen worden uit de resultaten van enige, door de Rijkswaterstaat uitgevoerde berekeningen (lit. 19). Bij deze berekeningen is de waakhoogte van de dijk bepaald op basis van een gecombineerde frequentiebeschouwing van waterstand en een zekere golfoverslag, uitgaande van een toelaatbare kans op golfoverslag in een dijkkring, bij waterstanden lager dan of gelijk aan MHW, van 10% van de kans dat MHW wordt bereikt of overschreden.

Uit deze berekeningen zijn bij de ontwerpwaterstand - MHW-16.500 - ontwerp-windsnelheden bepaald. Die blijken, afhankelijk van de richting, te variëren van 9 tot 13 m/s (bijlage 12). In deze ontwerp-windsnelheden zijn dus de kansbijdragen op kritieke golfoverslag bij lagere waterstanden dan MHW begrepen.

Als ontwerprichting geldt de windrichting - eventueel schuin op de dijk - waarbij de grootste golfoploop of golfoverslag optreedt.

Volledigheidshalve zij nog vermeld dat bij de bepaling van de ontwerp-windsnelheden rekening is gehouden met de verschillende decimeringshoogten van de waterstanden op de verschillende riviertakken.

7.3 Verkeersbelasting

Los van de vraag of een dijk bij hoge waterstanden voor verkeer wordt afgesloten, verdient het aanbeveling bij het ontwerp en de stabiliteitscontrole rekening te houden met een verkeersbelasting op de dijk. Bij een eventuele calamiteit kan immers transport van zwaar materiaal en materieel over de dijk noodzakelijk zijn.

Aanbevolen wordt uit te gaan van een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m^2 op één rijstrook met een breedte van 2,5 m.

7.4 Belasting door eigen gewicht

Volledigheidshalve wordt ook nog de belasting door het eigen gewicht van de dijk genoemd. Die komt met name tot uitdrukking in de bovenbelasting van de ondergrond bij zettingsberekeningen, en in de grootte van het aandrijvend moment bij stabiliteits-

berekeningen van taluds. De grootte van deze belasting wordt bepaald door de geometrie van de constructie en de volumieke massa's van de in de dijk aanwezige grondsoorten; daarbij is ook de verzadigingsgraad van het materiaal van belang.

7.5 Bijzondere belastingen

Bij het ontwerp dient rekening te worden gehouden met bijzondere belastingen die kunnen optreden als gevolg van bijvoorbeeld aanvaringen, explosies en drijvend vuil en ijs op de rivier. Ze zijn evenwel niet of nauwelijks in kwantitatieve zin te bepalen, vanwege de onbekendheid omtrent omvang, uitwerking en kans van voorkomen.

In kwalitatieve zin is er wel iets over op te merken.

Gevaar voor ijsgang of aanvaring, bijvoorbeeld door een uit het roer lopend of losgeslagen vaartuig, is er vooral in een buitenbocht van de rivier, wanneer de dijk daar geen of een diep onder water gelegen voorland heeft. Extra kwetsbaar zijn constructies als waterkerende muren en sluisdeuren. Uit ervaring is gebleken dat de schade aan een waterkering door aanvaring aanzienlijk kan zijn, waarbij niet alleen de bekleding maar ook het waterkerende grondlichaam zelf kan worden aangetast.

Explosies kunnen tot gevolg hebben dat daarvoor gevoelige grond geheel of gedeeltelijk verweekt. Kennis van en inzicht in dit verschijnsel zijn nog zeer beperkt. Met de mogelijkheid van explosies dient rekening te worden gehouden bij opslag – óók in schepen – van explosieve stoffen zoals munitie en explosieve gassen of vloeistoffen in de nabijheid van de waterkering (lit. 13).

Drijvend vuil zoals bomen en bielzen, en ijs kunnen de bekleding aantasten, vooral op plaatsen in de stroomschaduw van de rivier waar echter wel aanzienlijke golfaanval mogelijk is.

7.6 Biologische invloeden

Bij het ontwerp dient ook aandacht geschonken te worden aan de belasting door biologische activiteiten: de graverij van muizen, mollen, woelratten, muskusratten, beverratten, konijnen, vossen en dassen.

Vooraf bij dijken met een kern van zand, afgedekt met klei, is het zeer wel mogelijk dat hierdoor de afdekkende kleibekleding aangetast of doorgraven wordt. Gebeurt dit aan de rivierzijde, dan kan dit tot gevolg hebben dat de freatische lijn in het dijklichaam hoger komt te liggen. Ook is het niet ondenkbaar dat zand uit de kern zal wegspoelen, met mogelijk een dijkdoorbraak tot gevolg.

Mede gezien de grote populatie is de muskusrat in dit opzicht wel het gevaarlijkst, omdat dit dier de ingang van zijn hol altijd onder water maakt, en de nestruimte altijd boven het buitenwaterpeil.

Bij een wisselend waterpeil maakt de muskusrat bovendien steeds een nieuwe ingang onder water; een boven water gekomen ingang wordt met een prop dichtgemaakt. Zo kan het dijktaalud onopgemerkt geheel geperforeerd raken. Dit komt vooral voor bij langs de dijk gelegen waterpartijen, zoals wielen en strangen, en bij schaaldijken.

Daarnaast wordt gewezen op de mogelijkheid van holtevorming door afstervende wortels van boom- of struikbeplanting, en door het omwaaien van bomen. Boom- en struikbeplanting belemmert bovendien een goede bezonning van de bodem, waardoor de ontwikkeling van een goede grasmatten kan worden belemmerd.



(Foto: J.H. Spapens - Rijkswaterstaat)

De linker Waalbandijk ter hoogte van Afferden

8 Sterkte van de waterkering

Dit hoofdstuk gaat nader in op een aantal sterkte-aspecten van de waterkering. Behandeld worden de kruinhoogte en de geometrie van de dijk, en de weerstand tegen afschuiving en samendrukking van de grond. Bij dit laatste onderwerp wordt aangegeven door welke parameters deze eigenschappen worden gekarakteriseerd.

8.1 Kruinhoogte

Aanleggen van de kruin van een dijk op het niveau van de ontwerpwaterstand is niet voldoende. Er is een zekere waakhogte nodig. Onder waakhogte wordt verstaan het verschil tussen de kruinhoogte en de hoogte van het ontwerppeil, de maatgevende waterstand.

De waakhogte heeft een aantal belangrijke functies:

1. het voorkomen van ernstige golfoverslag,
2. het compenseren van onzekerheden in de berekening van de ontwerpwaterstand,
3. het compenseren van waterstandsverhogingen door opwaaiing,
4. het compenseren van inklinking van het dijklichaam,
5. het compenseren van zetting van de ondergrond van het dijklichaam,
6. het begaanbaar houden van de kruin van de dijk, ook onder ontwerpomstandigheden. Dit is van belang voor de inspectie van de dijk, voor het opruimen van drijfhout en andere drijvende voorwerpen die de dijk kunnen beschadigen, en voor de aanvoer van materialen bij een dreigende doorbraak.

In navolging van de Deltacommissie (lit. 3) is het goed onderscheid te maken tussen aanwezige waakhogte en minimaal benodigde waakhogte.

De minimaal benodigde waakhogte is de waakhogte die te allen tijde minstens aanwezig moet zijn: deze waakhogte wordt bepaald door de functies aangegeven onder de punten 1, 2, 3 en 6.

Voor de minimaal benodigde waakhogte dient minstens 0,50 m in rekening te worden gebracht. Indien de te verwachten golfoploop daar aanleiding toe geeft, dient de minimaal benodigde waakhogte zoveel hoger genomen te worden als nodig is om de golfoverslag voldoende te beperken.

De kruinhoogte die behoort bij de minimaal benodigde waakhogte wordt in het zuidwesten van ons land wel aangeduid als dijktafelhoogte.

Als er zettingen en klink van de dijk te verwachten zijn, dient bij aanleg of verbetering een overhoogte te worden aangebracht boven de minimaal benodigde waakhogte. Deze overhoogte moet zodanig worden afgestemd op de te verwachten zakking van de dijk dat in een zekere vastgestelde tijdsperiode de kruin niet onder het niveau van de minimaal benodigde waakhogte zal komen.

Gezien de altijd hoge initiële kosten van een dijkverhoging verdient het aanbeveling, de overhoogte zo te bepalen dat binnen 50 jaar na aanleg geen verhogingen nodig zullen zijn als gevolg van zettingen en klink.

Hierop kan noodgedwongen een uitzondering worden gemaakt als de ondergrond extreem gevoelig is voor zettingen of het optreden van instabiliteiten.

De waarden voor zettingen en klink zullen van geval tot geval bepaald moeten worden; meestal zal daar grondmechanisch onderzoek voor nodig zijn (par. 9.6.4 en 11.1).

8.2 Geometrie

De geometrie van het waterkerend grondlichaam is van groot belang voor de sterkte van de waterkering, maar ook voor de wijze waarop de belasting op de waterkering aangrijpt. Ter illustratie kan het volgende dienen.

De stabiliteit tegen afschuiven van een grondlichaam neemt af bij een toenemende kerende hoogte, bij een gelijkblijvende helling van binnen- en buitentalud. Tevens blijkt dat de stabiliteit bij een overigens gelijkblijvende kerende hoogte afneemt naar mate de taludhelling steiler wordt.

Ook aan de golfoploop zit een aspect van geometrie. De golfoploop wordt immers mede bepaald door de helling van het buitentalud.

Tot slot wordt in dit verband nog gewezen op het verschijnsel van de zandmeevoerende wellen; de kwellingte onder de dijk in relatie tot de kerende hoogte geeft een indicatie omtrent het gevaar van optreden van dit soort wellen (par. 11.5).

8.3 Sterkte- en stijfheidseigenschappen van grond

De sterkte- en stijfheidseigenschappen van grond kunnen, evenals bij materialen als staal, beton en kunststoffen, worden afgeleid uit het verband tussen optredende normaal- en schuifspanningen en vervormingen zoals volumeveranderingen en hoekveranderingen.

De sterkte van grond wordt bepaald door de spanningen die de grond maximaal kan opnemen of overdragen, zonder progressief toenemende vervorming. De stijfheid van grond geeft de mate aan waarin grond zich verzet tegen vervormingen onder invloed van spanningen.

Het spannings-vervormingsgedrag van grond is niet-lineair, niet-elastisch en tijdsafhankelijk. Het wordt globaal gekenmerkt door de volgende eigenschappen, die terug te voeren zijn op het systeem van korrels, water en lucht waaruit grond bestaat:

- trekspanningen kunnen niet worden opgenomen of overgedragen;
- bij alzijdige samendrukking nemen stijfheid en sterkte van de grond steeds meer toe;
- bij hoekveranderingen in de grond neemt de stijfheid af; uiteindelijk leidt dit bij een bepaalde verhouding van de schuifspanningen ten opzichte van de normaalspanningen tot bezwijken;
- in grond treedt vaak dilatantie op, dat wil zeggen dat schuifvervormingen – de hoekveranderingen – dikwijls gepaard gaan met volumeveranderingen: los gepakt zand wordt onder invloed van schuifspanningen vaster, vast gepakt zand wordt losser;
- vervormingen van grond zijn vaak tijdsafhankelijk. Met name klei en veen vertonen kruipverschijnselen: het seculaire of secundaire effect. Dikwijls is het in de grond aanwezige water oorzaak van tijdsafhankelijk gedrag: water verzet zich tegen volumeverandering. Samendrukking van de grond is dan slechts mogelijk als er tegelijkertijd ook water uit de poriën van de grond wordt geperst, wat tijd kost. Dit wordt consolidatie genoemd;
- het gedrag van grond is irreversibel: bij belasten, ontlasten en herbelasten treden telkens blijvende deformaties op als gevolg van wijzigingen in de korrelstapeling. Bij herbelasting reageert de grond stijver dan bij de eerste belasting.

Bij het dijkontwerp komen deze eigenschappen, al of niet in combinatie, tot uitdrukking in de schuifsterkte en de samendrukbaarheid van de grond.

Hierop wordt in de volgende paragrafen globaal ingegaan. Voor meer informatie en een nadere toelichting op gebruikte begrippen wordt verwezen naar de vakliteratuur. Een goed toegankelijke, meer fundamentele benadering geeft lit. 33.

8.3.1 *Schuifsterkte van grond*

Niet alzijdig gelijke drukspanningen op grond wekken schuifspanningen op. Bepalend voor de sterkte is dan een combinatie van normaalspanningen en schuifspanningen op een zeker vlak in de grond.

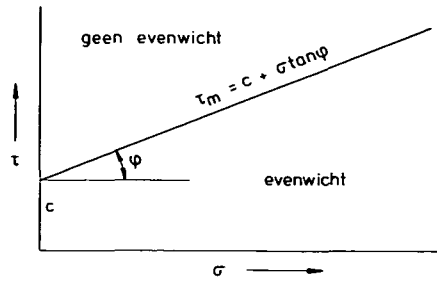
Door Coulomb is voor droge grond uit schuifproeven een lineair verband vastgesteld tussen de normaalspanning σ en de maximaal opneembare schuifspanning τ_m op een vlak, volgens:

$$\tau_m = c + \sigma \tan \varphi$$

waarin c de cohesie is, en $\tan \varphi$ de evenredigheidsfactor of wrijvingscoëfficiënt. De hoek φ is de hoek van inwendige wrijving (fig. 8.1).

De lijn $\tau_m = c + \sigma \tan \varphi$ geeft de kritische spanningscombinaties van σ en τ .

Alleen bij combinaties van σ en τ op en onder deze lijn is er evenwicht; combinaties erboven leiden tot afschuiving. Opgemerkt zij dat de sterkte van grond dus afhankelijk is van de belasting.



figuur 8.1

Het door Coulomb gevonden rechtlijnig verband tussen normaalspanning en maximale schuifspanning gaat goed op voor zand en klei.

Bij veen kunnen zulke grote afwijkingen van de rechte lijn gevonden worden dat er voor bepaalde normaalspanningstrajecten, per traject combinaties van φ en c bepaald moeten worden.

Vervormingen en vervormingssnelheden komen in het schuifspanningscriterium van Coulomb niet expliciet tot uitdrukking. Bedacht moet worden dat ook in het evenwichtsgebied van figuur 8.1 al grote vervormingen van de grond op kunnen treden.

Bij klei en veen is er een afhankelijkheid tussen de wrijvingseigenschappen en de vervormingssnelheid. Bij grote opgelegde vervormingssnelheden blijkt de grond in het algemeen betere wrijvingseigenschappen te hebben dan bij lage vervormingssnelheden. Bij langdurige belastingen kan een vervormingscriterium maatgevend zijn om uit te maken welke schuifspanning bij een bepaalde korrelspanning als maximaal toelaatbaar moet worden beschouwd.

In de praktijk is de grond meestal geheel of gedeeltelijk met water verzadigd. Er wordt dan doorgaans onderscheid gemaakt tussen een gedraineerde schuifsterkte (τ'_m) en een ongedraineerde schuifsterkte (τ_f).

De gedraineerde schuifsterkte is betrokken op de korrelspanning σ' van de grond volgens $\sigma' = \sigma - u$, waarin σ de totale grondspanning is en u de waterspanning. De gedraineerde schuifsterkte wordt berekend volgens $\tau'_m = c' + \sigma' \tan \varphi'$, waarin c' de ware cohesie is, en φ' de gedraineerde hoek van inwendige wrijving wordt genoemd. De accenten aan c' en φ' duiden erop dat de waarden aan de korrelspanning σ' zijn gerelateerd. De gedraineerde schuifsterkte is geschikt voor het berekenen van de stabiliteit bij elk voorkomend waterspanningsbeeld.

De ongedraineerde schuifsterkte is betrokken op de totale grondspanning σ volgens $\tau_f = c_u + \sigma \tan \varphi_u$, waarin c_u de schijnbare cohesie en φ_u de schijnbare hoek van inwendige wrijving wordt genoemd.

De ongedraineerde schuifsterkte wordt soms gebruikt voor het berekenen van de stabi-

liteit in verschillende bouwstadia, maar biedt geen mogelijkheden tot controle aan de hand van waterspanningsmetingen tijdens de bouw.

Bij het ontwerpen van dijken wordt als regel het concept van de gedraineerde schuifsterkte gebruikt.

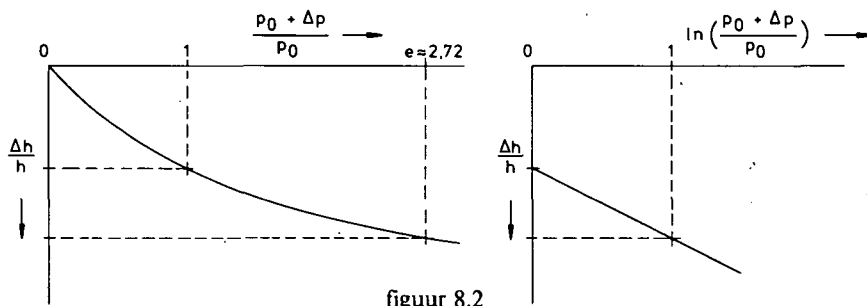
De verschillen tussen gedraineerde en ongedraineerde wrijvings eigenschappen, zoals die uit proeven kunnen worden bepaald, kunnen aanzienlijk zijn. Het is daarom noodzakelijk bij berekeningen de herkomst van de te gebruiken wrijvings eigenschappen ϕ en c na te gaan.

8.3.2 Samendrukbaarheid van grond

De toenemende stijfheid van grond bij samendrukking komt tot uitdrukking in de empirische logaritmische samendrukkingswet van Terzaghi:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{C} \ln \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (\text{zie fig. 8.2})$$

Deze formule geeft de samendrukking Δh van een samendrukbaar pakket met dikte h en gemiddelde grondspanning p_0 onder invloed van een spanningsverhoging Δp . In de formule is C de samendrukkingsconstante.



figuur 8.2

Dit verband tussen spanning en vervorming is tijdsafhankelijk. Bij zand treden de vervormingen vrijwel onmiddellijk op bij het aanbrengen van de belasting. De formule van Terzaghi voldoet goed voor zand, maar minder bij klei en veen. Het samendrukkingsproces is bij met water verzadigde klei en veen tijdsafhankelijk: vanwege het consolidatieproces kan de eindzakking eerst na langere tijd worden bereikt.

Onder consolidatie wordt verstaan het uitpersen van water uit de poriën tussen het korrel skelet van slecht doorlatende, samendrukbare grond - zoals klei en veen - onder invloed van een belastingverhoging.

Volumeverkleining van de grond is als gevolg van de zeer geringe samendrukbaarheid van water en korrelmateriaal slechts mogelijk door afvoer van poriënwater. Een belastingverhoging manifesteert zich onmiddellijk in een verhoging van de waterspanning. Aan het einde van het consolidatieproces zijn de oorspronkelijke waterspanningen weer aanwezig, en wordt de belastingverhoging geheel gedragen door het korrel skelet van de grond.

Een kenmerkende parameter voor het consolidatieproces is de consolidatiecoëfficiënt c_v :

$$c_v = \frac{k}{(m_v + n\beta)\rho_w g}$$

Hierin is:

k = doorlatendheidscoëfficiënt van de grond [m/s]

m_v = samendrukbaarheidscoëfficiënt van het korrelskelet [m²/N]

n = poriëngehalte van de grond [–]

β = compressibiliteit van het poriënwater [m²/N]

ρ_w = volumieke massa van het poriënwater [kg/m³]

g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]

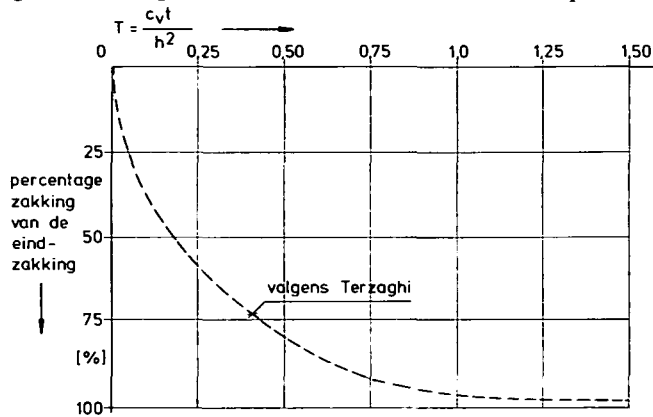
Bij volledig met water verzadigde grond wordt de factor $n\beta$ in de consolidatiecoëfficiënt vanwege zijn geringe bijdrage overigens meestal verwaarloosd (zie ook hoofdstuk 10). De eindzakking na afloop van het consolidatieproces wordt bij benadering gegeven door $\Delta h = h m_v \Delta p$. Voor niet te grote spanningsverhogingen Δp ten opzichte van de heersende spanning p_0 volgt de samendrukbaarheidscoëfficiënt m_v bij benadering uit de samendrukkingswet van Terzaghi, volgens:

$$m_v p_0 = \frac{1}{C}, \quad \text{ofwel} \quad m_v = \frac{1}{C \cdot p_0}$$

Om het verloop van het consolidatieproces in de tijd te beschrijven wordt wel gebruik gemaakt van de dimensieloze tijdfactor T volgens:

$$T = \frac{c_v t}{h^2},$$

voor éénzijdige afstroming van water uit een samendrukbaar pakket met dikte h .



figuur 8.3

Ter illustratie is in figuur 8.3 het verband aangegeven tussen de tijdfactor T en de zakking of samendrukking in percentages van de eindzakking $h m_v \Delta p$, zoals dat door Terzaghi werd gevonden.

De tijdsduur van het consolidatieproces wordt de hydrodynamische periode t_c genoemd. Theoretisch komt het consolidatieproces nooit geheel tot stilstand. Daarom wordt als praktisch einde van de consolidatie wel een aanpassing van ca. 99% genomen. Dan geldt:

$$T = \frac{c_v t}{h^2} \approx 2$$

Voor de hydrodynamische periode t_c volgt dan: $t_c = \frac{2h^2}{c_v}$

Bij tweezijdige afstroming geldt: $t_c = \frac{2(h/2)^2}{c_v}$

Uit deze formules blijkt duidelijk het grote effect van de laagdikte h en van de één- of tweezijdige afstroming op de tijdsduur van het consolidatieproces.

Na het praktische einde van het consolidatieproces gaat de samendrukking meestal nog door. Dit komt doordat de grond – speciaal klei en veen – een soort kruipgedrag vertoont, dat wil zeggen een doorgaande vervorming bij gelijkblijvende belasting. Dit wordt het secundair of ook wel seculair effect genoemd. Het gedrag van grond bij samendrukking kan, rekening houdend met dit secundair effect, beschreven worden met de empirische gecombineerde zettingsformule van Terzaghi en Buisman-Koppejan:

$$\frac{\Delta h}{h} = \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log \frac{t}{t_0} \right) \ln \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

waarin:

C_p = primaire samendrukkingsconstante [–]

C_s = secundaire samendrukkingsconstante [–]

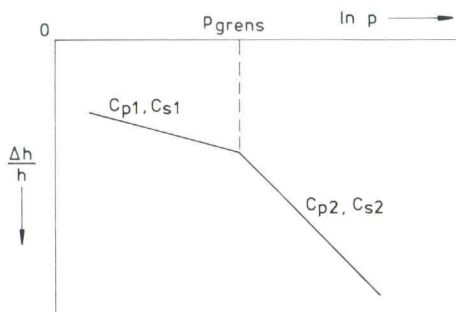
t_0 = 1 etmaal = 86400 s

t = tijdsduur na het aanbrengen van de belasting verhoging Δp [s]

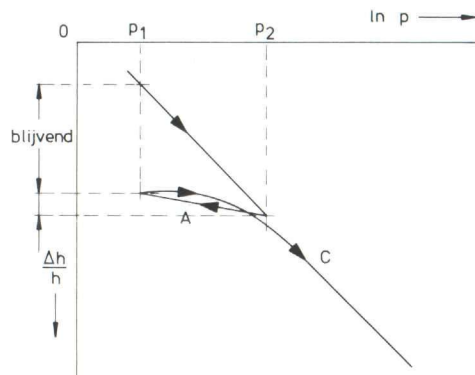
Deze formule voor één-dimensionale samendrukking wordt algemeen ook toegepast in twee- en drie-dimensionale situaties.

De vertraging in de primaire samendrukking als gevolg van het consolidatieproces is niet in de formule opgenomen. De formule geeft dus een beeld van het samendrukkingsverloop met de tijd na de hydrodynamische periode. Indien gewenst kan het verloop tijdens de hydrodynamische periode worden bepaald met een consolidatieberekening (zie ook par. 10.2.1 en 10.2.2).

Het irreversibele gedrag van grond – blijvende deformaties en een grotere stijfheid bij het ontlasten en herbelasten – maakt het bij overgeconsolideerde grond nodig verschil-

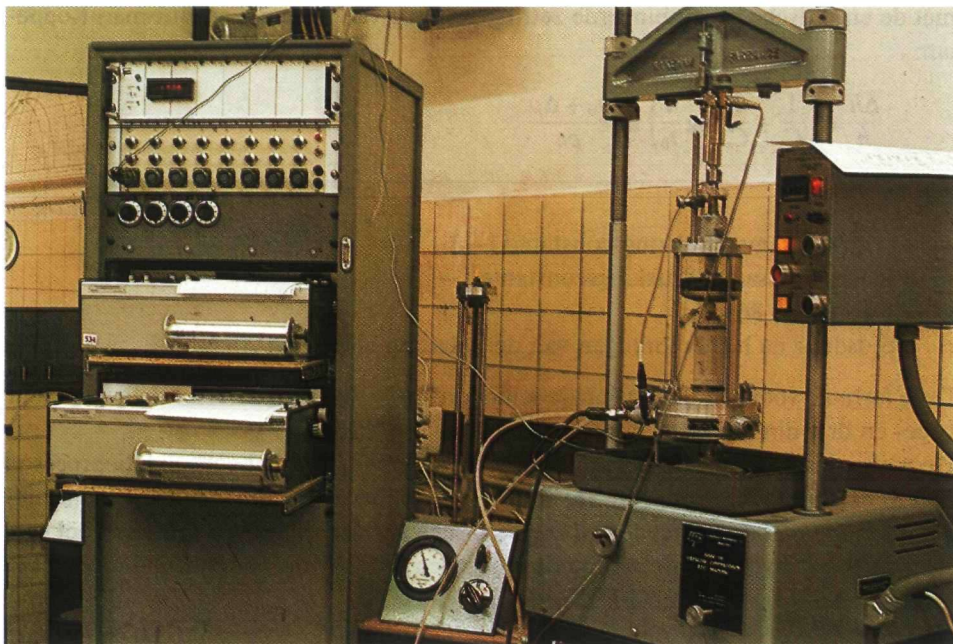


figuur 8.4



figuur 8.5

lende coëfficiënten in de formule van Terzaghi en Buisman-Koppejan te gebruiken: C_{p1} en C_{s1} voor het spanningstraject onder de hoogst verdragen spanning of grensspanning, en C_{p2} en C_{s2} voor het spanningsgebied boven de grensspanning bij een eerste belasting. Daarnaast wordt bij het ontlasten gebruik gemaakt van de zwelconstante A in plaats van de samendrukkingsconstante C in de formule van Terzaghi (fig. 8.4 en 8.5).



(Foto: Fugro Nederland bv)

Het triaxiaalapparaat

9 Grondmechanisch en geo-hydrologisch onderzoek

9.1 Inleiding

Voor een betrouwbare schatting van de sterkte van een dijk is het noodzakelijk de opbouw, samenstelling en eigenschappen van de grond in, onder en naast de dijk door middel van grondonderzoek vast te stellen.

Bij een dijk of dijkring zal de sterkte van de opeenvolgende dijkvakken verschillen: zowel de grondslag als het dijklichaam vertonen in langsrichting kwaliteitsverschillen. Ook bij een zeer uitgebreid grondonderzoek is de kans dat de zwakste plek wordt gevonden nog betrekkelijk klein. Bij de interpretatie van de resultaten van het grondonderzoek, dat verdeeld over de lengte van de dijk is uitgevoerd, zal daar rekening mee moeten worden gehouden.

Vanzelfsprekend moet worden uitgegaan van fysisch mogelijke bezwijkvormen. De belangrijkste bezwijkvormen, stabiliteitsverlies van het buiten- en binnentalud en onderloopsheid, zijn georiënteerd in de richting loodrecht op de lengte-as van de dijk. Fysisch kan evenwichtsverlies van een talud echter niet optreden in één geïsoleerde doorsnede of smalle schijf van de dijk. Er zal altijd sprake zijn van een zekere lengte. Dit houdt in dat een zeer lokale zwakke plek niet bepalend is voor de stabiliteit, wel echter de gemiddelde omstandigheden over een zeker traject in lengte- en dwarsrichting van de dijk. Over het algemeen blijkt zo'n traject tenminste enkele tientallen meters lang te zijn.

Bij onderloopsheid is dit anders: het begin van dit proces wordt beheerst door zeer lokale omstandigheden. Ten gevolge van een plaatselijke perforatie of afwezigheid van de afdekkende kleilaag binnendijs kan de grondwaterstroming zich zozeer concentreren dat een zandmeevoerende wel ontstaat, die de dijk door een terugschrijdend erosieproces kan ondermijnen.

Het grondonderzoek zal dus gericht moeten zijn op:

- a. vaststelling van trajecten die uit een oogpunt van stabiliteitsverlies een gelijke schematisering van grondlagen vertonen;
- b. bepaling van de eigenschappen van de verschillende grondlagen en de mogelijke variaties daarvan ter plaatse van maatgevende trajecten.

Voor het onder a. genoemde aspect komen onderzoeksmethoden in aanmerking waarmee op snelle wijze een betrouwbaar en zo mogelijk een continu beeld wordt verkree-

gen van het verloop in ligging en dikte van de verschillende grondlagen onder en in de dijk.

Een zeer globaal beeld kan al worden verkregen door bestudering van geologische en bodemkundige kaarten. Dit beeld kan vervolgens in belangrijke mate worden verbeterd door geo-fysisch onderzoek.

Een geschikte methode is de zogenaamde geo-elektrische verkenning.

Het is in het algemeen nodig om het daarmee verkregen beeld van de grondopbouw aan te vullen met boringen en sonderingen. Zowel de boringen als de sonderingen geven een betrouwbaar beeld van de bodemopbouw ter plaatse: de ligging en de dikte van de verschillende grondlagen wordt vastgesteld, en er wordt een indruk verkregen van de kwaliteit van die lagen. Door de combinatie van geo-elektrisch onderzoek, sonderingen en boringen is het in het algemeen mogelijk kenmerkende trajecten van de dijk met een redelijke mate van betrouwbaarheid vast te stellen.

Voor het onder b. vermelde aspect moet de maaswijdte van het grondonderzoek in de maatgevende trajecten van de dijk zowel in langs- als in dwarsrichting worden verfijnd. Voor de analyse van de stabiliteit van een talud moet het grondonderzoek in eerste instantie gegevens opleveren over de schuifweerstandseigenschappen van de grond, en de spreiding ervan. Deze eigenschappen worden over het algemeen bepaald door middel van laboratoriumproeven op ongeroerde monsters uit de verschillende grondlagen, die bij boringen worden genomen. Een globale indicatie van de schuifweerstandseigenschappen wordt ook verkregen uit de resultaten van terreinproeven zoals sonderingen en vinproeven.

Bij de stabiliteitsanalyse spelen ook de waterspanningen in dijk en ondergrond een belangrijke rol. Naast geometrische en hydrologische randvoorwaarden dienen voor de bepaling daarvan de doorlatendheidscoëfficiënt en eventueel de consolidatiecoëfficiënt van de verschillende grondlagen bekend te zijn. Die kunnen worden bepaald uit laboratoriumproeven op ongeroerde monsters, of uit terreinonderzoek.

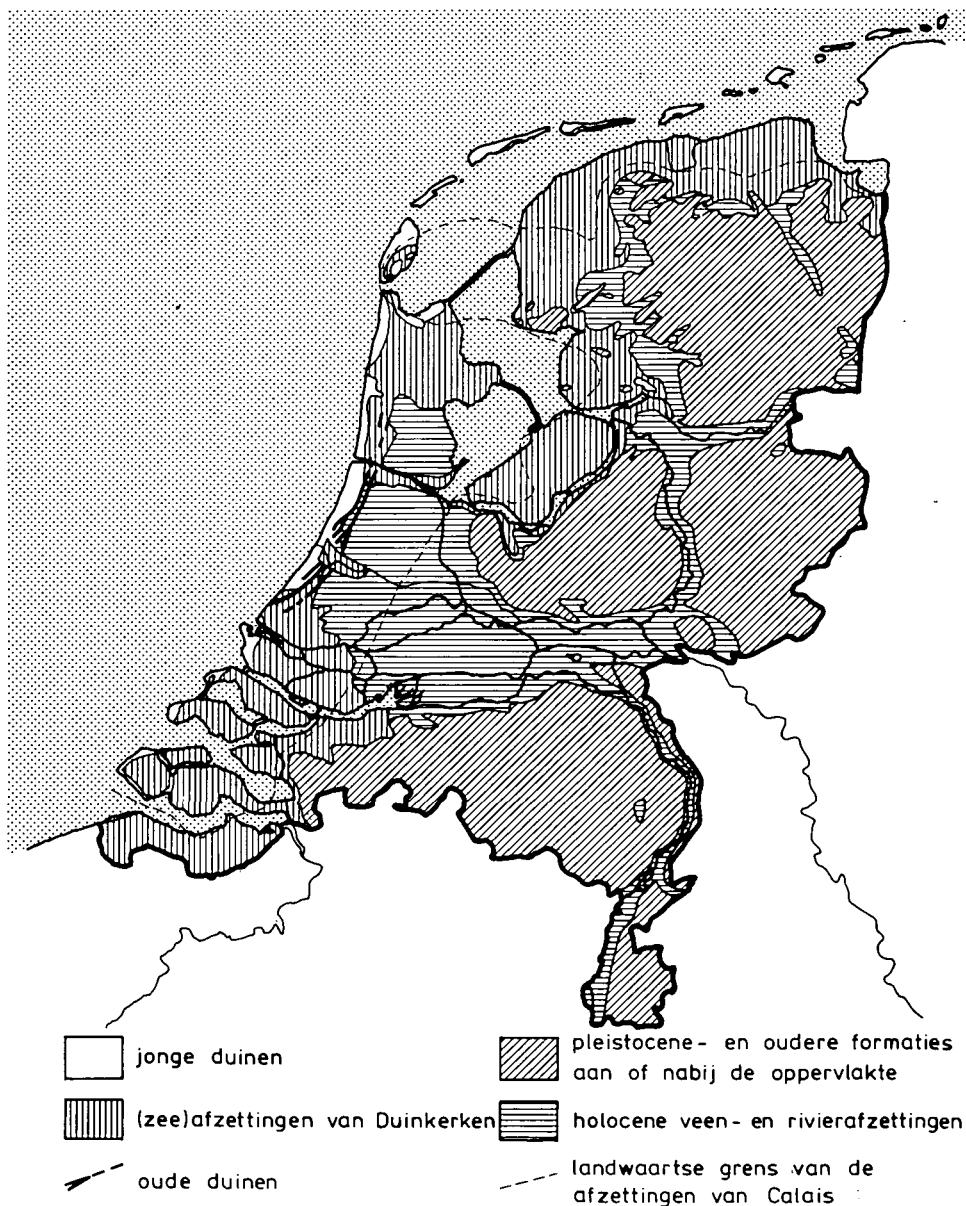
In de hierna volgende paragrafen worden de verschillende aspecten van het grondonderzoek kort besproken.

9.2 Geologie

Nederland vormt het randgebied van een dalend bekken, het Noordzeebekken, dat in het Pleistoceen en Holocene door sedimentatie is opgevuld. Deze voornamelijk fluviaatiele sedimenten werden door de Rijn en de Maas aangevoerd. Tijdens de laatste twee ijstijden (Riss en Würm) was het Noordzeebekken reeds grotendeels opgevuld, en doordat veel oppervlaktewater in gletsjers werd vastgelegd viel de Noordzee droog. Tijdelijk was er zelfs sprake van een poolwoestijn.

De bovenkant van het Pleistoceen bestaat uit fluviaatiele sedimenten, en buiten de vroegere rivierdalen uit dekzand dat tijdens de laatste ijstijd door de wind werd aangevoerd. Een algemeen beeld van de ligging van de rivierdalen is te zien in de geologische

overzichtskaart van figuur 9.1. De dekzandgebieden bevinden zich aan weerszijden van de rivierdalen. Ze liggen in het algemeen bedekt onder de holocene afzettingen, behalve in de oostelijke en zuidoostelijke provincies, waar ze plaatselijk aan de oppervlakte zijn gebleven.



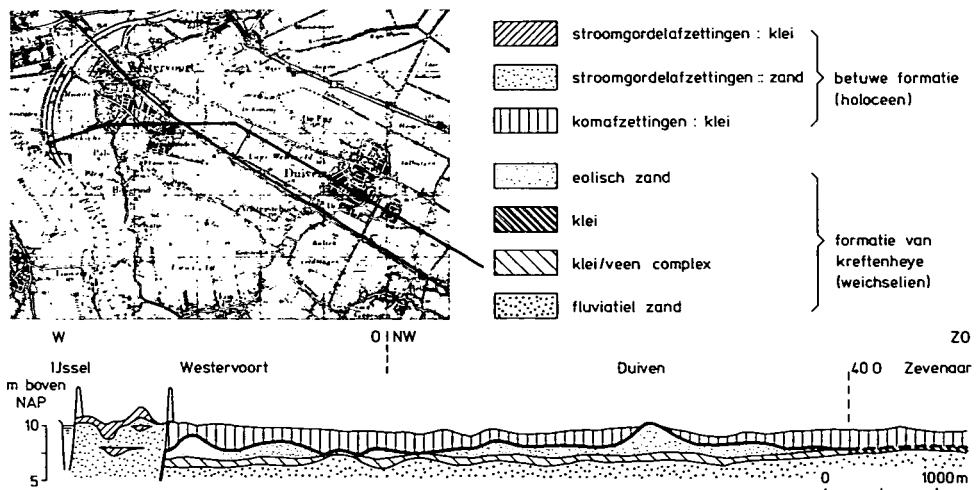
(Ontleend aan Mededelingen Rijks Geologische Dienst, Nieuwe serie nr. 21)

figuur 9.1

Aan het eind van de Würm-ijstijd begon de temperatuur geleidelijk te stijgen. Met deze klimaatverandering, ongeveer 10.000 jaar geleden, nam het Holoceen een aanvang, dat vermoedelijk als een interglaciaal mag worden beschouwd. Onder invloed van het wegs meltende landijs en de daling van het Noordzebekken ging de zeespiegel aanvankelijk snel en later steeds langzamer rijzen.

Gedurende het Holoceen hebben de grote rivieren een grote verscheidenheid aan sediment afgezet. Naar ontstaanswijze kan er onderscheid worden gemaakt in stroomgordel-, oever- en komafzettingen. De eerste zijn afgezet in het gebied waar de rivier actief gestroomd heeft: de meandergordel waar de rivierlopen zich voortdurend verleggen. Bochten werden afgesneden en nieuwe lopen ontstonden. De oeverafzettingen grenzen aan de stroomgordelafzettingen; zij zijn afgezet in de zone waar het water wanneer de rivier buiten zijn oevers trad, nog voldoende kracht had om zand mee te voeren, en vervolgens bij dalende stroomsnelheden weer af te zetten. Zij vormen de overgang tussen de stroomgordel- en komafzettingen, die daar ontstaan zijn, waar het stromende water bij hoge waterstanden tot rust kwam, zodat het slib bezonk. De komafzettingen bestaan voornamelijk uit klei. Plaatselijk komt aan de basis van de komklei veen of venige klei voor. Ter illustratie is in figuur 9.2 een dwarsprofiel gegeven van het Komgebied van de Westelijke Liemers.

Uit het geschetste geologische beeld blijkt dat de holocene afzettingen in de stroomdalen regelmatig doorsneden en onderbroken worden door verzande of dichtgeslibde riviergeulen van holocene ouderdom, waardoor de geologische opbouw en de samenstelling van de ondergrond van het rivierengebied van plaats tot plaats sterk kunnen verschillen.



(Ontleend aan de Geologische kaart van Nederland 1 : 50.000, kaartblad Arnhem Oost (40 O) van de Rijks Geologische Dienst)

figuur 9.2

9.3 Kaartmateriaal

Belangrijke gegevens omtrent de geologische opbouw en de hydrologische gesteldheid van het te onderzoeken gebied kunnen worden ontleend aan kaartmateriaal dat door verschillende diensten en instanties wordt vervaardigd.

Raadpleging van deze kaarten is een goede voorbereiding om het grondonderzoek qua locatiekeuze, intensiteit en diepte doelgericht aan te pakken.

Een overzicht van het beschikbare kaartmateriaal:

- Topografische kaarten
Schaal 1 : 10.000/25.000/50.000/250.000.
Uitgave: Topografische Dienst, Emmen.
- Luchtfoto's
Schaal 1 : 20.000.
Uitgave: Topografische Dienst, Emmen.
- Geologische kaart
Schaal 1 : 50.000 (bijkaarten 1 : 100.000, overzichtskaarten 1 : 600.000).
Uitgave: Rijks Geologische Dienst, Haarlem.
- Bodemkaart van Nederland
Schaal 1 : 50.000, 1 : 200.000 (overzichtskaart).
Uitgave: Stichting Bodem Kartering (Stiboka) en Centrum voor landbouwpublicaties en landbouwdocumentatie (Pudoc), Wageningen.
- Geo-morfologische kaart
Schaal 1 : 50.000.
Uitgave: Stiboka en Pudoc, Wageningen.
- Hydro-geologische kaart
Schaal 1 : 500.000.
Uitgave: Rijks Geologische Dienst, Haarlem.
- Grondwaterkaart
Schaal 1 : 50.000.
Uitgave: Rijkswaterstaat, Meetkundige Dienst, Delft.
- Rivierkaarten
Schaal 1 : 5000.
Uitgave: Rijkswaterstaat, Meetkundige Dienst, Delft.
- Waterstaatskaarten
Schaal 1 : 50.000.
Uitgave: Rijkswaterstaat, Meetkundige Dienst, Delft.

Behalve van dit kaartmateriaal kan vaak met vrucht gebruik worden gemaakt van kaarten van provinciale diensten en van meer incidentele informatiebronnen, zoals ruilverkavelingsplannen en grote bouwprojecten. Ook kunnen in dit verband de door het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen tijdens het hoogwater van 1982 gemaakte kwelfoto's genoemd worden.

9.4 Grondsoorten en -eigenschappen

De meest voorkomende grondsoorten langs onze rivieren zijn: zand, klei en veen, met een groot scala van onderlinge mengverhoudingen.

Grond bestaat uit drie componenten: vaste deeltjes (korrels), water en lucht. Het water en de lucht vullen de poriën tussen de korrels. Naast de eigenschappen van de vaste deeltjes heeft de verhouding waarin deze componenten voorkomen, invloed op het gedrag van de grond.

De grondeigenschappen kunnen tussen vrij ruime grenzen variëren. Er zijn grote verschillen in:

- de aard van de korrels;
- de vorm en grootte van de korrels, en de korrelverdeling;
- de wijze van afzetting en herkomst;
- de voorgeschiedenis, met name wat een eventuele voorbelasting betreft.

Voor de waterkerende functie van een dijk zijn eigenschappen als waterdoorlatendheid, schuifweerstand, samendrukbaarheid en volumieke massa het meest relevant.

Zand wordt gekenmerkt door een losse korrelstructuur, goede doorlatendheid en een relatief grote volumieke massa. De zanden in het rivierengebied zijn matig fijn tot matig grof van samenstelling (D_{50} : 150–420 μm).

Klei is een samenhangende grondsoort, slecht doorlatend en erosiebestendig. De volumieke massa is sterk afhankelijk van het gehalte aan organische bestanddelen en van de mate van consolidatie.

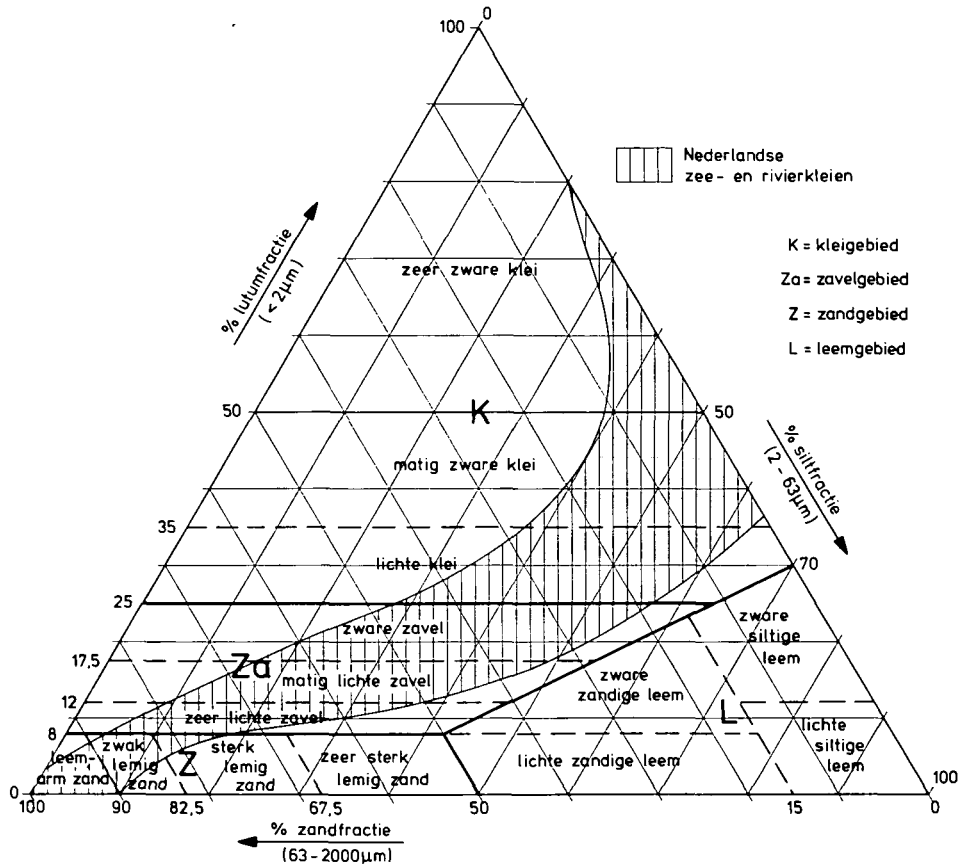
Veen is eveneens een samenhangende en slecht tot matig doorlatende grondsoort. De volumieke massa is belangrijk lager dan die van alle overige grondsoorten. Jonge veenafzettingen kunnen zeer slechte wrijvings-eigenschappen bezitten en sterk samendrukbaar zijn.

De onderstaande tabel geeft een globaal overzicht van enige grondeigenschappen. De gegeven waarden zijn slechts informatief bedoeld.

grondsoort	volumiek gewicht [kN/m ³]	wrijvingshoek [°]	cohesie [kN/m ²]	samendruk-kingsconstante [-]	doorlatendheid [m/s]
zand	19–21	30–38	0	50–500	$> 10^{-5}$
klei	16–19	20–30	1–10	10–50	10^{-8} – 10^{-6}
veen	10–11	15–25	1–15	5–25	10^{-8} – 10^{-5}

Tot 1960 was het in Nederland gebruikelijk om bij de classificatie van de grond onderscheid te maken tussen de slibfractie – de fractie met afslibbare deeltjes $< 16 \mu\text{m}$ – en de zandfractie.

Na 1960 is een bodemclassificatie gangbaar geworden op basis van percentages droge stof met de begrenzings $2 \mu\text{m}$ en $63 \mu\text{m}$. De deeltjes $< 2 \mu\text{m}$ vormen de zogenaamde lutumfractie; de deeltjes tussen $2 \mu\text{m}$ en $63 \mu\text{m}$ vormen de leem- of siltfractie en de deeltjes $> 63 \mu\text{m}$ vormen de zandfractie.



figuur 9.3

Deze grenzen van $2 \mu\text{m}$ en $63 \mu\text{m}$ worden ook internationaal gehanteerd.

Opgemerkt wordt dat vanuit de oude classificatie met $16 \mu\text{m}$ er in Nederland nu wel alleen met de fractie $< 2 \mu\text{m}$ of met zowel $< 2 \mu\text{m}$ en $< 16 \mu\text{m}$ wordt gewerkt. Daar gebleken is dat classificatie van klei op basis van alleen de fractie $< 2 \mu\text{m}$ niet voldoet en het $16 \mu\text{m}$ -criterium in feite verouderd is, verdient het aanbeveling om bij de classificatie van grond naast de lutumfractie ook de silt- en zandfracties te hanteren.

De resultaten van grondclassificaties kunnen overzichtelijk worden weergegeven in

een zand-silt-lutum driehoek (figuur 9.3). In de figuur zijn tevens de tot nu toe gebruikelijke benamingen van de verschillende grondsoorten aangegeven, een classificatie volgens de Rijks Geologische Dienst. Naar verwachting zal er binnenkort een nieuwe indeling verschijnen met andere benamingen, vastgelegd in een internationale norm. Bepaalde eisen aan grond, uitgedrukt in gewichtspercentages van de verschillende fracties, kunnen door lijnen in de driehoek worden weergegeven. Bij een verscheidenheid van eisen wordt door deze lijnen in de driehoek een gebied afgegrensd voor grond die wel of niet aan de eisen voldoet.

9.5 Terreinonderzoek

Een groot aantal karakteristieke kenmerken van de ondergrond in geologische, grondmechanische en hydrologische zin kan met speciale onderzoeksmethoden in het terrein worden vastgesteld. De meest gangbare methoden worden in deze paragraaf behandeld: het geo-elektrisch en elektro-magnetisch onderzoek van de bodem, sonderingen, boringen, de vinproef, pomp- en putproeven en infiltratieproeven.

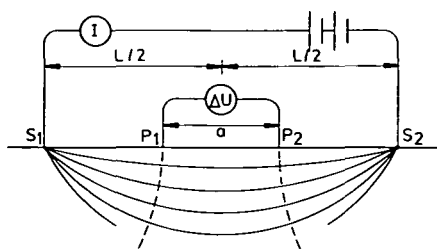
Het verdient aanbeveling een onderzoeksprogramma op te stellen in overleg met een grondmechanisch adviseur, zodat zonodig ook minder gangbare specialistische onderzoeksmethoden bij het onderzoek kunnen worden betrokken.

9.5.1 Geo-elektrisch en elektro-magnetisch onderzoek

Geo-elektrisch en elektro-magnetisch onderzoek zijn beide geo-fysische methoden voor het verkennen van de opbouw van de ondergrond.

Bij dit onderzoek wordt een goed meetbare fysische grootte bepaald, namelijk de schijnbare specifieke elektrische weerstand van de grond. De relatie tussen de elektrische weerstand en de grondsamenstelling opent de weg om gemeten verschillen in elektrische weerstand uit te leggen als verschillen in de samenstelling en opbouw van de grond.

Voor de theoretische achtergronden en voor de verschillende meetsystemen wordt verwezen naar de literatuur (lit. 41 en 42). Hier wordt volstaan met een korte beschrijving van de geo-elektrische meting volgens de Schlumberger-meetopstelling (figuur 9.4).



figuur 9.4

Deze meetopstelling wordt veel gebruikt, omdat de spanningselektroden bij het verzetten van de stroomelektroden op hun plaats kunnen blijven.

Voor het bepalen van de elektrische weerstand van de ondergrond wordt door middel van twee stroomelektroden, S_1 en S_2 , een kunstmatig spanningsveld tot stand gebracht. Met twee andere elektroden, P_1 en P_2 , wordt het potentiaalverschil gemeten tussen twee willekeurige equipotentiaalvlakken. Uit de gemeten stroomsterkte I , het potentiaalverschil ΔU en de geometrie van de meetopstelling, L en a , is de specifieke elektrische weerstand van de grond dan met onderstaande formule te berekenen.

$$\rho_f = \frac{(L/2)^2 - (a/2)^2}{a} \cdot \frac{\Delta U}{I} \quad \text{voor} \quad a \leq \frac{1}{3}L$$

Het dieptebereik wordt bepaald door de onderlinge afstand van de stroomelektroden. Als kenmerkende maat voor het dieptebereik wordt de halve afstand tussen de elektroden gehanteerd. In homogene grond wordt onafhankelijk van de elektrode-afstand telkens dezelfde weerstand gevonden, namelijk de specifieke elektrische weerstand ρ_f van deze formatie. Bij een profiel, dat is opgebouwd uit verschillende grondlagen, wordt de elektrische weerstand mede bepaald door de onderlinge verhoudingen van de specifieke weerstanden en de dikte van de verschillende lagen. In dat geval wordt gesproken van de schijnbare specifieke weerstand ρ_s .

De grootte van de specifieke elektrische bodemweerstand hangt af van de geleidende eigenschappen van de drie samenstellende componenten van grond: gas, vloeistof en vaste stof, en van hun onderlinge verhouding. Van genoemde drie componenten heeft de gasvormige een oneindig hoge weerstand. De vaste component heeft doorgaans een zeer hoge weerstand, afhankelijk van de aard van het gesteente of het sediment, dat bijvoorbeeld al dan niet ertshoudend kan zijn.

De vloeibare component, het water, is doorgaans het meest geleidend; dat hangt nauw samen met het ionengehalte. Water met een hoog zoutgehalte is goed geleidend; zeer zoet grondwater geleidt slecht.

Met de toename van het zoutgehalte in het grondwater neemt de specifieke weerstand af. In een gebied met brak of zout grondwater worden daarom de absolute waarde en de verschillen in elektrische weerstand kleiner; de interpretatie van de meetgegevens vraagt dan meer aandacht en vakkennis.

Daar de geo-elektrische methode gebaseerd is op het bepalen van de elektrische weerstand van de grond, zullen in de grond aanwezige geleiders, zoals kabels en leidingen, de meetresultaten beïnvloeden. Bij het voorbereiden van de metingen is het nodig zorgvuldig na te gaan of er zulke objecten in de grond aanwezig zijn en zo ja, daar bij de keuze van de meetlocaties rekening mee te houden.

Twee belangrijke toepassingen van het geo-elektrisch onderzoek zijn de geo-elektrische profilering en de geo-elektrische sondering. Vergelijkbaar met de geo-elektrische profilering is de recentelijk ontwikkelde elektro-magnetische profilering.

- Geo-elektrische profilering

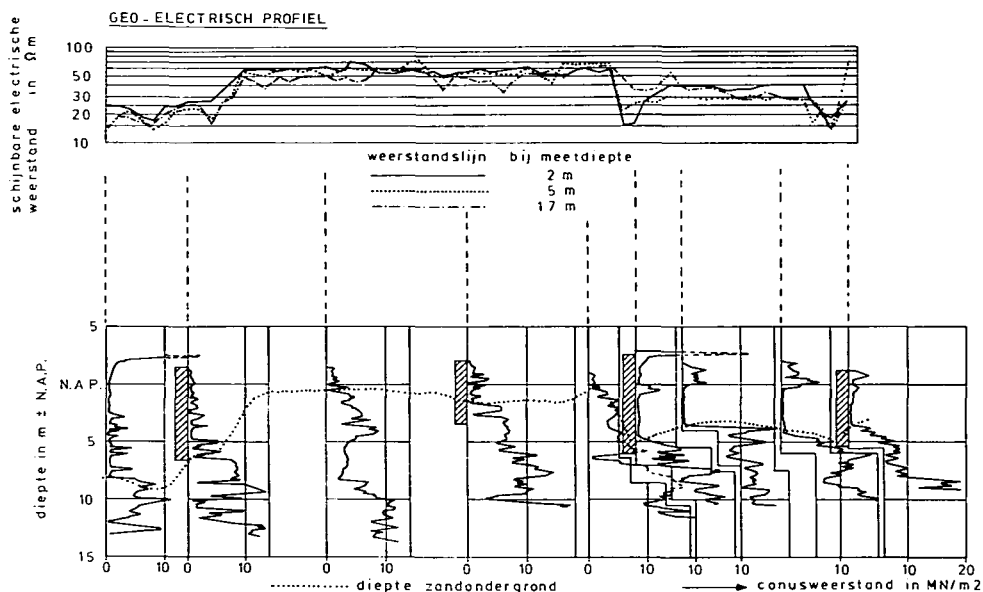
Bij geo-elektrische profilering wordt de schijnbare specifieke weerstand van de grond

bepaald op korte onderlinge afstanden, bijvoorbeeld 50 m. Door de gemeten weerstanden in een lengteprofiel uit te zetten kan zonder al te ingewikkelde interpretatietechnieken snel informatie worden verkregen over de laterale verschillen in de grondgesteldheid. Meet men met meer dan één elektrode-afstand, dan kan ook een indicatie worden verkregen over de verschillen in grondsoort over de diepte.

Met behulp van een geo-elektrische profilering als voorverkenning wordt de kans op onvolledigheid in het grondonderzoek tot een minimum beperkt, omdat het detailonderzoek in de vorm van sonderingen en boringen, nu doelgericht wordt uitgevoerd.

In een aantal gevallen, afhankelijk van de meetresultaten, kan tevens het detailonderzoek worden opgezet met enige mate van vrijheid ten aanzien van de te kiezen boor- of sondeerlocatie. In moeilijk toegankelijk en slecht begaanbaar terrein kan dit belangrijk zijn.

Figuur 9.5 geeft een voorbeeld van een geo-elektrische profilering, waarbij per meetlocatie met drie verschillende elektrode-afstanden is gemeten. Hiermee wordt geïllustreerd hoe de bodemopbouw tot uitdrukking komt door het weerstandprofiel.



figuur 9.5

- Geo-elektrische sondering

Geo-elektrische sondering wordt voornamelijk uitgevoerd om de dikte en diepte van de verschillende grondlagen te bepalen. In dit geval moet op elke meetlocatie veel intensiever gemeten worden. De meting wordt telkens met grotere elektrode-afstand en dus groter dieptebereik herhaald. De meetresultaten worden in een meetcurve verwerkt. Hieruit kunnen de laagovergangen worden bepaald en ook de specifieke elektrische weerstand van de verschillende lagen.

Het afleiden van een bodemprofiel uit een weerstandskromme is geen eenvoudige zaak; eenzelfde gemeten kromme laat vaak verschillende interpretaties toe. Daaruit zal dan een keuze moeten worden gemaakt op grond van kennis van de bodem uit boringen of andere metingen.

Een geo-elektrische sondering is te vergelijken met een boring. Weliswaar wordt er geen detailinformatie over de laagopbouw verkregen, maar toch kan op deze wijze zonder het inzetten van zwaar materieel voldoende zekerheid worden verkregen over de aanwezigheid en dikte van relevante watervoerende en slecht doorlatende pakketten.

- Elektro-magnetische profilering

Bij het elektro-magnetisch onderzoek wordt de elektrische weerstand van de grond bepaald door middel van elektro-magnetische inductie. Een voordeel in vergelijking met geo-elektrisch onderzoek is dat bij deze methode geen direct contact met de grond behoeft te worden gemaakt, dus er kan aanzienlijk sneller worden gewerkt.

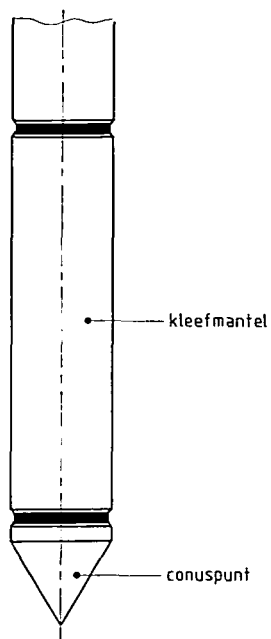
9.5.2 Sonderingen

In principe wordt bij een sondering de weerstand gemeten die een conusvormig lichaam met een oppervlak van 10 cm^2 , een doorsnede van 35,7 mm en een tophoek van 60° ondervindt bij het wegdrukken in de grond. De methode is nationaal – NEN 3680 – en internationaal gestandaardiseerd.

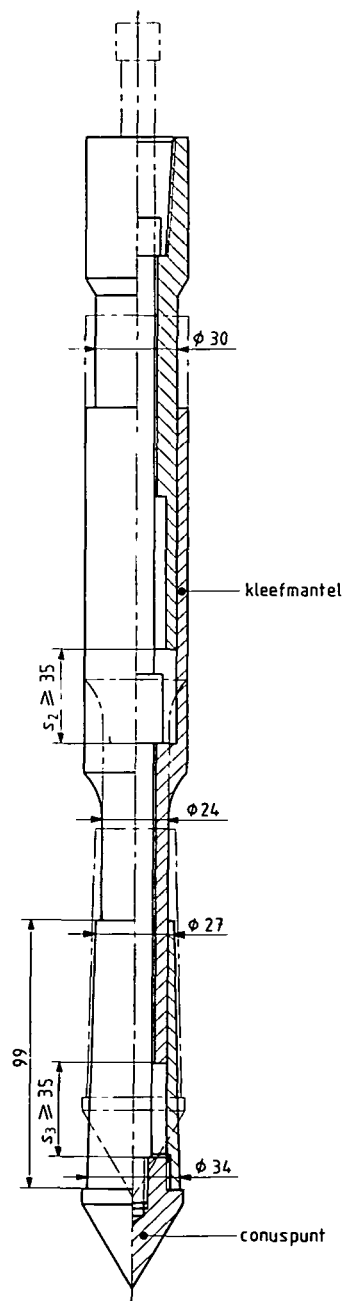
De wegdruknelheid waarbij de weerstand wordt gemeten, is gesteld op 20 mm/s. De gemeten weerstand wordt aangeduid als de conusweerstand q_c [MN/m²].

Bij een sondering wordt deze weerstand of continu of discontinu om de 0,20 m als functie van de diepte gemeten. Zo krijgt men ter plaatse van het meetpunt een beeld van het verloop van de vastheid van de grond met de diepte. Vaak wordt tegelijk met de conusweerstand ook de wrijving of kleef bepaald die de grond op een boven de conus geplaatste mantel uitoefent. Die wordt aangeduid als plaatselijke wrijving q_f [MN/m²]. Sonderingen overeenkomstig NEN 3680 kunnen worden uitgevoerd met sondeerconussen van verschillende vorm. Omdat de vorm van de sondeerconus invloed heeft op de weerstand in de grond, dient overeenkomstig NEN 3680 bij elk onderzoek duidelijk te worden aangegeven welk type is gebruikt. In figuur 9.6 zijn twee veel gebruikte sondeerconussen geschetst.

Uit het verloop van de vastheid van de grond met de diepte, zoals die blijkt uit de conusweerstand en de plaatselijke wrijving wordt een goed beeld verkregen van de laagopbouw en de samenstelling van de grondslag. Figuur 9.7 is een voorbeeld van een sondering met een cilindrische elektrische kleefmantelconus.

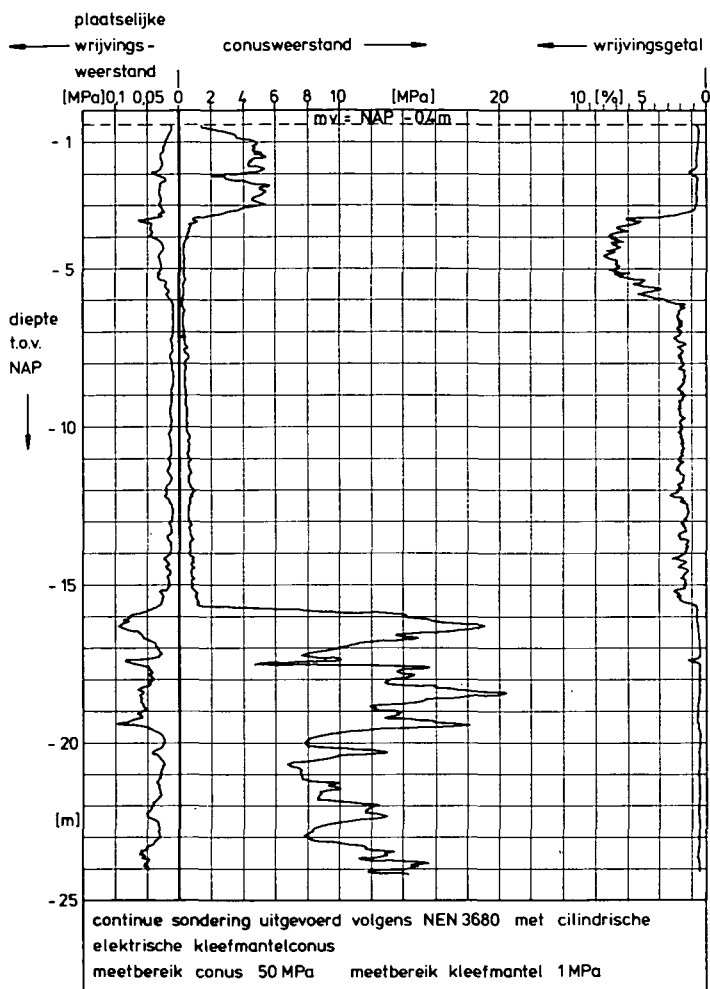


Cilindrische elektrische kleefmantelconus



Mechanische kleefmantelconus

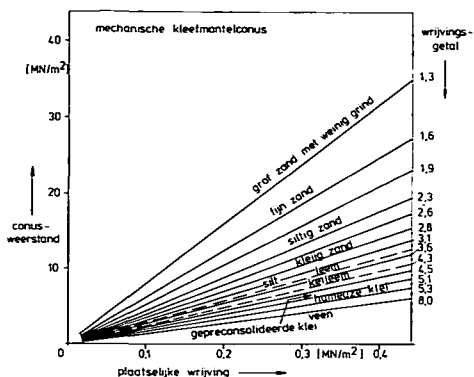
figuur 9.6



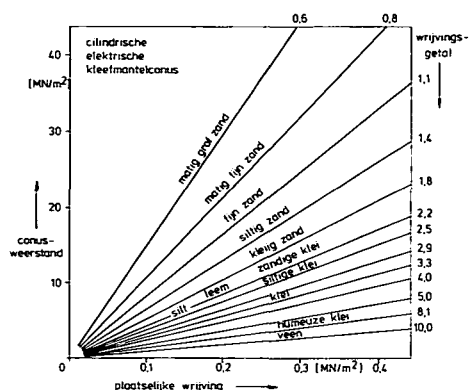
figuur 9.7

Voor de grond onder de grondwaterstand geeft de verhouding q_c/q_f bovendien een goede indicatie van de grondsoort. In de figuren 9.8 en 9.9 is het verband tussen q_c en q_f in verschillende grondsoorten uitgezet voor sonderingen met de mechanische en met de cilindrische elektrische kleefmantelconus.

Gecompleteerd met de resultaten van enige handboringen en het geo-elektrisch onderzoek geven sonderingen een betrouwbaar inzicht in de ligging en de dikte van de verschillende bodemlagen.

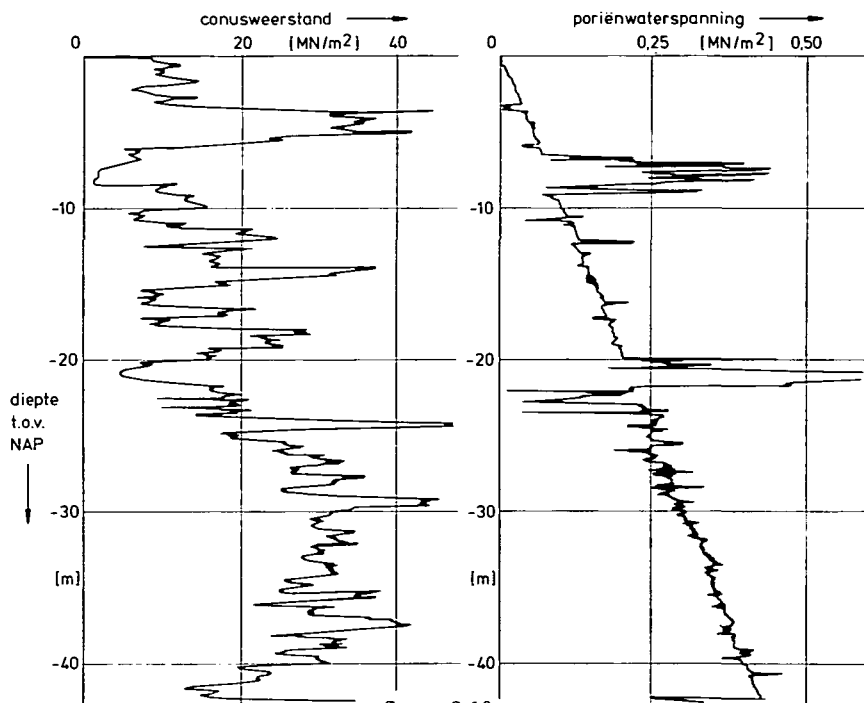


figuur 9.8



figuur 9.9

De laatste jaren neemt de belangstelling voor zogenaamde waterspanningsonderingen toe. Hiertoe is in de elektrische kleefmantelconus een waterspanningsopnemer ingebouwd. Tijdens het sonderen wordt de waterspanning bij de conuspunt continu gemeten. Figuur 9.10 toont een meetresultaat.



figuur 9.10

De gemeten waterspanning geeft een betrouwbare aanwijzing over de grondsoort, en laagscheidingen worden duidelijk aangegeven. Omdat de opgewekte waterover- en onderspanning deels wordt bepaald door de volumeveranderings-eigenschappen van de

verdrongen grond, kunnen uit deze metingen aanwijzingen worden verkregen over het dilatantie-gedrag ervan. De methode lijkt dan ook bij uitstek geschikt om te worden gebruikt bij het voorspellen van verweking en zettingsvloeiingen.

De sondering levert ook indicaties over de sterkte-eigenschappen van de verschillende grondlagen. De conusweerstand wordt namelijk in belangrijke mate bepaald door de schuifweerstand van de grond. Voor verzadigde kleilagen kan de ongedraineerde schuifsterkte τ_f bij benadering uit de gemeten conusweerstand q_c als volgt worden afgeleid:

$$\tau_f = \frac{q_c}{15 \text{ à } 20} \quad [\text{MN/m}^2]$$

De gedraineerde schuifweerstandsparementers ϕ' en c' , dat wil zeggen de hoek van inwendige wrijving in volledig gedraineerde toestand en de cohesie, kunnen uit een sondering in klei niet worden verkregen.

In zand wordt de conusweerstand behalve voor de schuifweerstand ook voor een deel bepaald door de vervormingseigenschappen van het korrelskelet. Dit betekent dat uit de conusweerstand q_c slechts een zeer globale indicatie kan worden verkregen omtrent de schuifweerstandsparement ϕ' .

9.5.3 Boringen

Een boring is een goede maar kostbare methode om het grondprofiel nauwkeurig vast te stellen. Meestal gebeurt de classificatie van de bodemlagen door visuele beoordeeling van de met de boor omhoog gebrachte grond. Het is gewenst de visuele beoordeeling te verifiëren door in het laboratorium uit te voeren classificatieproeven op monsters van de uitkomende grond. Voorbeelden van zulke proeven zijn korrelverdelingsbepalingen, en bepalingen van de vloeigrens, uitzuigrens en krimpgrens van klei (par. 9.6). Vaak worden boringen gemaakt voor het nemen van ongeroerde monsters uit de verschillende grondlagen. Deze monsters worden gebruikt voor de bepaling van de mechanische eigenschappen, zoals de sterkte- en vervormingsparementers. Ze vormen daarmee de basis van de grondmechanische analyse die nodig is voor de stabiliteitsbeoordeling van een dijk. Het is daarom van groot belang dat de monsters werkelijk ongeroerd uit de grond en in het laboratorium komen. Daar is deskundigheid en een hoge mate van zorgvuldigheid voor nodig.

Hieronder volgt een korte toelichting bij de boormethoden die in ons land, met zijn over het algemeen slappe grondgesteldheid, worden toegepast.

- Handboringen met een lepelboor of gutsboor

Dit is een methode van droog boren, en leent zich alleen voor toepassing in niet te slappe samenhangende grond, waarin het boorgat ongesteund, dat wil zeggen zonder verbuizing, blijft staan. De bereikbare diepte is afhankelijk van de grondgesteldheid;

meestal is de diepte niet veel groter dan 5 m. In zand onder de grondwaterspiegel kan deze methode niet worden toegepast.

De kwaliteit van dit type boringen is over het algemeen goed. Omdat de grond met de boor in zijn natuurlijke staat omhoog wordt gebracht, kan naast de grondsoort ook de kwaliteit redelijk goed op de hand worden beoordeeld.

Deze boormethode leent er zich ook uitstekend voor om in combinatie met een steekboor ongeroerde grondmonsters te nemen.

- Pulsboringen

Deze methode van nat boren, waarbij verbuizing van het boorgat plaatsvindt, wordt veel toegepast.

Ze is bijzonder geschikt voor slappe gronden en zand. De met de puls omhoog gebrachte grond is echter in hoge mate geroerd en vermengd met water, zodat slechts een globale indicatie kan worden verkregen van de samenstelling ervan. De kwaliteit van de grond kan op basis daarvan niet worden beoordeeld.

Voor grondmechanische doeleinden dienen zulke boringen dan ook altijd te worden gecombineerd met het nemen van ongeroerde steekmonsters. Die zijn nodig voor een nadere precisering van het grondprofiel, en voor de bepaling van de mechanische eigenschappen van de grondlagen. In de praktijk heeft dit geleid tot een bijzondere vorm van puls boring met continue monsternamen, de zogenaamde Ackermann-boring (figuur 9.11). Het pulsen dient hierbij eigenlijk alleen om telkens na het steken van een 0,3 m lang monster het boorgat op te schonen en gereed te maken voor het steken van een volgend monster.

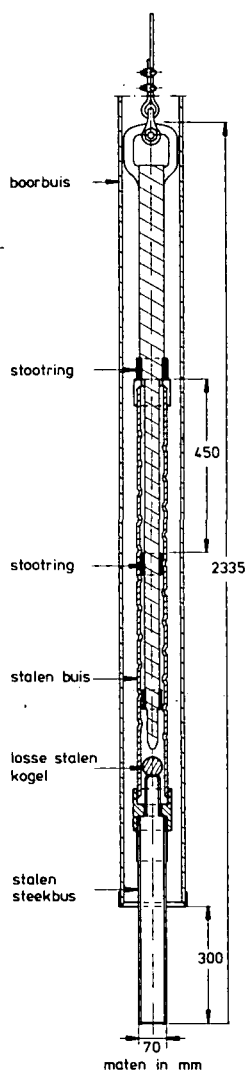
Bij puls boringen voor het grondonderzoek dient men zeer zorgvuldig te werk te gaan. Bij slechte uitvoering kan de grond onder de bodem van het gepulste boorgat over een diepte van 0,1–0,2 m in ernstige mate worden gestoord door de opwaartse stroming van water ten gevolge van een te lage waterstand in de boorbuis, of door het te snel optrekken van de puls: die gaat dan als een soort zuiger in het boorgat werken. Bij puls boringen voor het nemen van ongeroerde monsters moeten de volgende eisen worden gesteld:

- a. De waterstand in het boorgat mag nooit beneden de grondwaterstand komen. Uit veiligheidsoverwegingen verdient het aanbeveling de waterstand in het boorgat iets boven de grondwaterstand te houden. Bij pulsen in zand kan dit wel een ongunstige invloed hebben op de uitvoeringsduur.
- b. Het boorgat moet ruimschoots wijder worden gemaakt dan de diameter van de puls, zodat bij het omhoog halen van de puls geen grote onderdrukken kunnen ontstaan ter plaatse van de bodem van het boorgat.

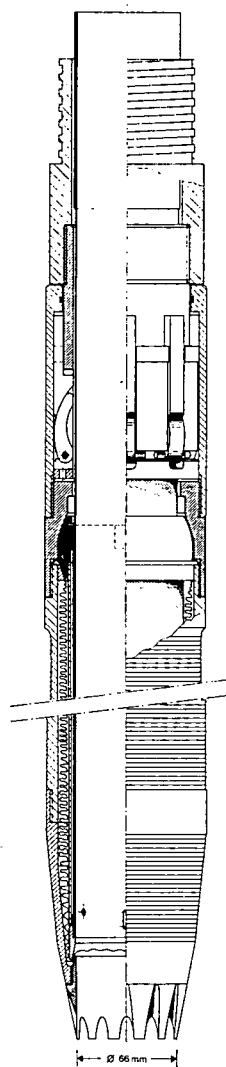
- Continu-boringen (Begemannboring)

Met deze techniek is het mogelijk om in één bewerking een continue, ongeroerde streng grond te steken tot een diepte van ongeveer 20 m.

In feite wordt er bij deze methode niet geboord maar gestoken. Het continu-steek-



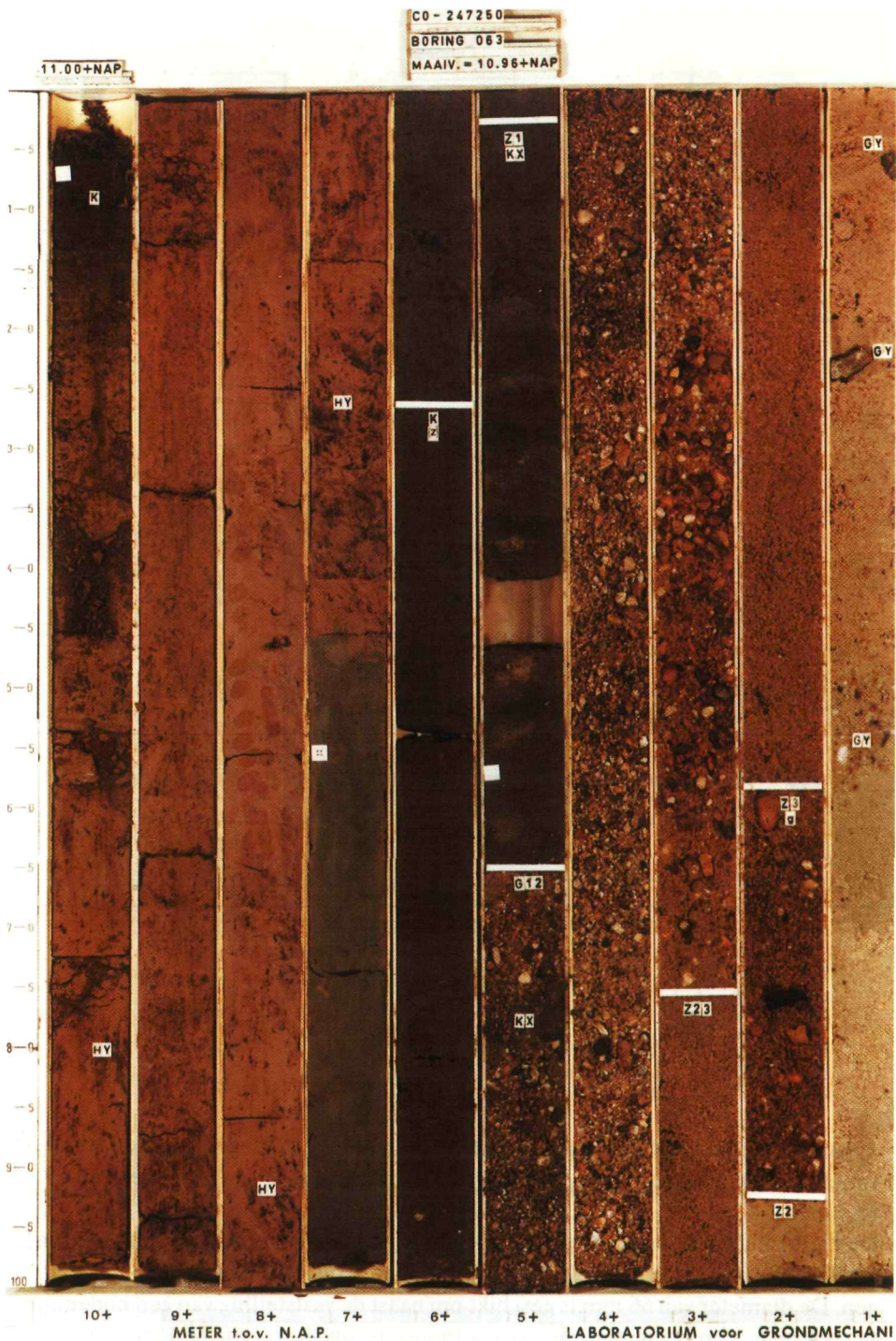
figuur 9.11



figuur 9.12

apparaat met verlengbuizen wordt in de grond gedrukt, als regel door een sondeerinrichting. De continu-boring kan worden uitgevoerd met een diameter van 29 of 66 mm.

De kleine diameter wordt toegepast voor het nauwkeurig vaststellen van het grondprofiel, en bij eenvoudige onderkenningproeven zoals volumieke-gewichtsbepalingen. De diameter van 66 mm is geschikt om naast de vaststelling van een bodemprofiel ook op relevante diepten ongeroerde monsters uit de streng te nemen voor de uitvoering van laboratoriumproeven. Door de bijzondere wijze van steken zijn de monsters met een diameter van 66 mm van hoge kwaliteit.



figuur 9.13

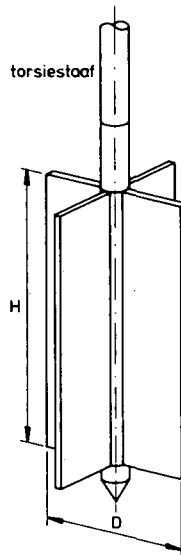
Figuur 9.12 geeft een doorsnede van het continu-steekapparaat $\varnothing 66$ mm. In figuur 9.13 is het resultaat van een dergelijke boring door middel van een foto vastgelegd. Een belangrijk voordeel van deze methode is, dat een gedetailleerd beeld wordt verkregen van de opbouw en de samenstelling van de grond. Bovendien kan men op grond van visuele beoordeling van het bodemprofiel wel overwogen kiezen welke ongeroerde monsters gebruikt zullen worden voor de bepaling van de mechanische eigenschappen.

9.5.4 Vinproeven

De zogenaamde vinproef of vane-test wordt zowel in het laboratorium als in het terrein toegepast voor de directe meting van de ongedraineerde schuifsterkte τ_f van cohesieve gronden.

In principe berust de methode op de bepaling van het torsiemoment, dat nodig is om de vin om zijn verticale as in de grond te laten draaien.

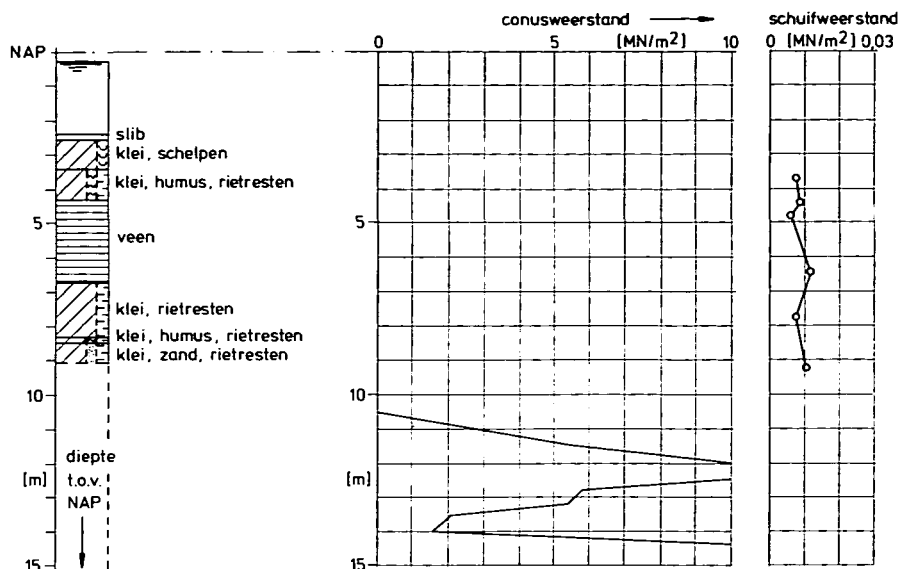
De vin bestaat uit vier dunne, rechthoekige bladen, die kruiselings op het onderende van een dunne stalen staaf zijn geplaatst (figuur 9.14).



figuur 9.14

Doorgaans is de hoogte van de vin gelijk aan twee maal de diameter van de omhullende cilinder.

In het terrein doet men de vinproef vrijwel altijd in combinatie met een boring. Vanaf de bodem van het boorgat wordt de vin dan tot de gewenste diepte in het ongestoorde gebied in de bodem gedrukt, en vervolgens gedraaid. Meestal is de penetratiediepte ongeveer 0,5 m beneden de bodem van het boorgat, maar het kan ook dieper.



figuur 9.15

Door afwisselend dieper te boren en een vinproef uit te voeren, kan op eenvoudige wijze een bodemprofiel worden verkregen, dat een beeld geeft van de ongedraineerde schuifsterkte τ_f als functie van de diepte (figuur 9.15).

De ongedraineerde schuifsterkte wordt uit het maximale torsiemoment bepaald door het volgende verband:

$$\tau_f = \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{\max}}{D^3} \quad (\text{voor } H/D = 2)$$

De afmetingen van het vin-apparaat voor terreinmetingen variëren van $H = 160$ mm bij $D = 80$ mm voor slappe grond tot $H = 110$ mm bij $D = 55$ mm voor vaste gronden. De draaisnelheid van de vin is min of meer gestandaardiseerd op $0,1^\circ/\text{s}$.

Na de uitvoering van de eigenlijke proef wordt de vin nog enkele malen om zijn as gedraaid. Daardoor wordt de grond in het schuifvlak sterk geroerd.

Door nu direct opnieuw een proef uit te voeren, kan een indruk worden verkregen van de gevoeligheid van de betreffende grond voor verkneding.

De meeste Nederlandse gronden vertonen wat dit betreft een grote gevoeligheid. Er blijft vrijwel geen restwaarde van de schuifweerstand over.

Enkele toepassingen zijn beschreven in lit. 28.

9.5.5 Pomp- en putproeven

Met pomp- en putproeven kunnen geo-hydrologische parameters zoals het doorlaatvermogen kD en de bergingscoëfficiënt S van een watervoerend pakket, en de weerstand c tegen verticale stroming door een slecht doorlatende laag worden bepaald.

Bij een pompproef wordt door middel van één of meer putten water onttrokken aan één of meer watervoerende pakketten. Tijdens het pompen en gedurende enige tijd erna worden de veranderingen in de stijghoogten gemeten, in zoveel mogelijk punten op verschillende afstanden van de pompput. Met behulp van de dalingslijnen die in de peilfilters geregistreerd worden, kunnen de verschillende geo-hydrologische eigenschappen van de ondergrond worden bepaald.

Wanneer tijdens het pompen alleen de stijghoogte in de pompput of in de omstorting van de put vastgelegd wordt, spreekt men van een putproef. Dit is een vereenvoudigde versie van de pompproef die vaak toegepast wordt om het boren van putten en het installeren van dure peilfilters te voorkomen. Een nadeel is echter dat uit deze proef alleen het doorlaatvermogen kD van het watervoerend pakket bepaald kan worden. Ook is het gebied waarvoor de berekende bodemparaameter geldt, beperkt tot de directe omgeving van de put.

Veel onderzoek naar geo-hydrologische parameters met behulp van put- en pompproeven wordt gedaan door verschillende instituten op het gebied van de drinkwatervoorziening. De resultaten worden verzameld door de Dienst Grondwaterverkenning van TNO.

9.5.6 Infiltratieproeven

Infiltratieproeven dienen om de verticale doorlatendheid van de grond ter plekke te bepalen. Bij deze proeven wordt een ring met een diameter van meestal 0,15 m op het maaiveld geplaatst, met daaromheen – ter voorkoming van randeffecten – een grotere ring met een diameter van 1,0 m. Beide ringen worden gevuld met water. Uit het toegevoerde debiet en de gemeten waterspanningen of stijghoogten in de grond onder de ringen kan de doorlatendheid worden afgeleid.

Het voordeel van deze proeven boven doorlatendheidsproeven in het laboratorium is, dat een meer representatief monster wordt beproefd als gelet wordt op structuren in de grond zoals scheuren en wormgaten. Bovendien is het monster dan echt ongeroerd. Een illustratief verslag van enige infiltratieproeven in een uiterwaard, waaronder tevens een proef met infiltratie over een oppervlak van 20 x 20 m, wordt gegeven in lit. 16.

9.6 Laboratoriumonderzoek

Voor de ontwerpberekeningen zijn de mechanisch-fysische eigenschappen van de grond van belang. Daarom doet men proeven ter bepaling van volume en massa van korrelskelet en poriënwater, van doorlatendheidscoëfficiënten, van wrijvingseigenschappen en van samendrukkingsconstanten. In de volgende paragrafen wordt op deze proeven nader ingegaan.

Er bestaan daarnaast nog vele andere soorten proeven die belangrijke informatie opleveren voor de classificatie en geschiktheidsbeoordeling van de grond als bouw materiaal:

zeefanalyses en afslibbings- of bezinkingsproeven ter bepaling van de korrelfracties, proctorproeven ter bepaling van de maximale dichtheid, bepalingen van de consistentiegrenzen zoals krimprens, uitzoelgrens en vloeigrens en de plasticiteitsindex van kleigrond. Al deze proeven worden uitgevoerd volgens een standaardprocedure.

9.6.1 *Massa- en volumebepaling*

Door volumemeting en weging voor en na droging van het grondmonster kunnen op eenvoudige wijze een aantal eigenschappen van de grond worden vastgesteld. Na uitzoelen kan ook het gehalte aan organische stof worden bepaald. Uitgaande van het totale volume V_g , het gewicht van de natte grond W_g , het gewicht van de droge grond ofwel het korrelskelet W_k en de volumieke massa's van water ρ_w en korrels ρ_k kunnen eenvoudig afgeleid worden:

- de natte en droge volumieke massa's van de grond ρ_n en ρ_d
- het watergehalte w
- het holtepercentage of poriëngehalte n
- het poriëngetal e
- de verzadigingsgraad S_r

Voor een nadere definiëring van deze begrippen wordt verwezen naar appendix A. De volumieke massa van het korrelmateriaal ρ_k bedraagt voor zand en klei ongeveer 2650 kg/m³. Voor veen of venige grond is de gemiddelde volumieke massa van het korrelmateriaal sterk afhankelijk van de verhouding tussen organische en minerale bestanddelen, en kan zelfs minder dan 1000 kg/m³ bedragen.

9.6.2 *Doorlatendheidsproeven*

Voor doorlatendheidsbepalingen in het laboratorium zijn, afhankelijk van de grondsoort, twee soorten proeven in gebruik.

Voor goed doorlatende, weinig samendrukbare grond zoals zand wordt de volgende procedure gevolgd, de zogenaamde 'constant head'-methode. Door een doorgaans gerond grondmonster laat men water stromen met een constant verval over het monster. Uit meting van het debiet wordt met behulp van de wet van Darcy de doorlatendheidscoëfficiënt k bepaald (hoofdstuk 10). De proef wordt gedaan bij verschillende pakkingsdichtheden van de grond. De eventuele anisotropie in de doorlatendheid wordt vanwege de grondroering niet gemeten.

Bij slecht doorlatende, goed samendrukbare grond zoals veen en klei is het poriëngehalte, en dus de doorlatendheid, afhankelijk van de mate van samendrukking. Doorlatendheidsproeven op klei en veen worden daarom uitgevoerd bij verschillende bovenbelastingen op het monster. Dikwijls wordt daarbij gebruik gemaakt van het samendrukkingssapparaat (par. 9.6.4).

De doorlatendheid bij een bepaalde bovenbelasting wordt berekend uit de zakking van

een waterkolom in een zeer nauwe verticale buis, die aangesloten is op de onderzijde van het grondmonster. Aan de bovenzijde van het monster stroomt het water vrij af. Deze werkwijze is nodig met het oog op de invloed van verdamping op het zeer geringe debiet dat uit het monster stroomt. Dit type proef wordt aangeduid als 'falling head'-proef. Voor het bepalen van de horizontale doorlatendheid is een soortgelijke proef mogelijk. De grens van toepassing tussen de 'constant head'-proef en de 'falling head'-proef ligt in de buurt van 15 gewichtsprocenten van de deeltjes $< 16 \mu\text{m}$.

Aan de bepaling van de doorlatendheid van klei en veen in het laboratorium aan de hand van kleine monsters zijn overigens grote onzekerheden verbonden. De werkelijke doorlatendheid van deze grondsoorten zal dikwijls bepaald worden door mogelijk aanwezige scheuren en wormgaten. De voorkeur moet dan ook gegeven worden aan bepaling in situ met pompproeven of infiltratieproeven.

9.6.3 *Proeven ter bepaling van schuifweerstandsparementers*

De wrijvingseigenschappen van grond, uitgedrukt in de gedraineerde schuifparementers ϕ' en c' of de ongedraineerde schuifsterkte τ_f (zie par. 8.3.1), kunnen op verscheidene manieren worden bepaald.

De proeven die hiervoor worden gedaan, kunnen globaal in twee groepen worden ingedeeld:

- proeven op monsters met een direct opgelegde schuifvervorming, zoals de directe schuifproef, de 'simple shear'-proef, de vinproef in het laboratorium en de handvinproef (par. 9.5.4);
- drukproeven op cilindrische monsters, zoals de celproef en de triaxiaalproef.

Met deze proeven worden dikwijls voor dezelfde grond duidelijk van elkaar verschillende wrijvingseigenschappen bepaald. Voor een groot deel zijn de verschillen terug te voeren op verschillen in de inrichting van het beproevingsapparaat, de opzet van de proef en de wijze van uitvoering.

In de adviespraktijk wordt voornamelijk gebruik gemaakt van de triaxiaalproef en de celproef.

Mede om enig inzicht te geven in mogelijke oorzaken van de verschillen in uitkomst, wordt in par. 9.6.3.1 wat nader ingegaan op de uitvoering van deze proeven, en op enige resultaten van vergelijkend onderzoek (zie ook lit. 30).

Verder wordt verwezen naar de binnenkort door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen te publiceren beschrijving van cel- en triaxiaalproeven ten behoeve van het ontwerp en de beoordeling van dijken.

Daar de gezochte waarden voor ϕ en c bij cel- of triaxiaalproeven niet rechtstreeks gemeten worden, wordt in par. 9.6.3.2 aandacht besteed aan de wijze waarop deze grootheden uit de met proeven bepaalde kritieke spanningscombinaties worden afgeleid.

9.6.3.1 Triaxiaal- en celproeven

Met name voor klei en zand is een drukproef op een cilindrisch monster bijzonder geschikt om de schuifweerstandsparementers te bepalen.

Bij een dergelijke proef zijn de spanningsverdeling en de vervorming axiaal-symmetrisch, en blijven de randverstoringen beperkt.

Deze drukproef wordt in de praktijk op twee essentieel verschillende manieren uitgevoerd: als triaxiaalproef en als celproef.

a. Triaxiaalproef

Een monster wordt, omsloten door een rubbervlies, in een cel geplaatst die met water is gevuld. In deze cel wordt tijdens de proef een bepaalde druk gehandhaafd, die alzijdig op het monster werkt. Het monster wordt op afschuiving belast door het met een constante snelheid in verticale zin te deformeren. Daarbij wordt de uitgeoefende drukkracht continu gemeten. De proef wordt voortgezet totdat de verticale drukkracht bij voortgaande vervorming niet verder toeneemt.

De triaxiaalproef wordt internationaal vrijwel algemeen toegepast ter bepaling van schuifweerstand- en vervormingseigenschappen.

De triaxiaalproef kan op verschillende manieren worden uitgevoerd. Er kan een keuze worden gemaakt uit drie typen proeven:

1. De ongeconsolideerde, ongedraineerde proef

(Unconsolidated, Undrained - U.U.)

Bij deze proef wordt het monster belast, direct na het aanbrengen van een alzijdige celdruk gelijk aan de in de grond heersende druk op de diepte waarop het monster is genomen. Het monster krijgt bij deze proef geen gelegenheid te consolideren. Het resultaat is een bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte τ_f (par. 8.3.1).

2. De geconsolideerde, ongedraineerde proef

(Consolidated, Undrained - C.U.)

Bij deze proef wordt het monster, alvorens het verticaal wordt gedefformeerd, eerst gelegenheid gegeven zich aan de celdruk aan te passen, dus te consolideren.

Tijdens de schuiffase wordt drainage van het monster verhinderd, en wordt de optredende waterspanning in het monster gemeten. Uit de resultaten van meerdere proeven kan de hoek van inwendige wrijving en de cohesie in zowel gedraineerde als ongedraineerde vorm worden bepaald (par. 8.3.1).

3. De geconsolideerde, gedraineerde proef

(Consolidated, Drained - C.D.)

Bij deze proef wordt het monster na aanpassing aan de celdruk in gedraineerde toestand aan verticale deformatie onderworpen. De vervormingssnelheid van het mon-

ster moet zo klein zijn dat de opgewekte wateroverspanningen in het monster verwaarloosbaar klein zijn. Uit het resultaat van meerdere proeven is de hoek van inwendige wrijving en de cohesie in gedraineerde vorm te bepalen (par. 8.3.1).

Welk type triaxiaalproef men kiest, hangt af van de in werkelijkheid verwachte belastingssituatie van de grond. Voor de bepaling van de stabiliteit bij een snel aangebrachte belasting, bijvoorbeeld een snel aangebrachte ophoging op een sterk samendrukbare ondergrond, kan eventueel worden volstaan met de relatief eenvoudige U.U.-proef. Voor het bepalen van de stabiliteit op de lange duur of bij variërende waterspanningen dient men te kunnen beschikken over de gedraineerde schuifsterkteparameters ϕ' en c' . Om die te bepalen wordt voor klei en veen meestal de C.U.-proef gebruikt. In het belang van een betrouwbare waterspanningsmeting mag de vervormingssnelheid niet te groot zijn; de toelaatbare grootte is afhankelijk van de consolidatie-eigenschappen van het monster.

In deze gevallen kan men ook voor de C.D.-proef kiezen, maar die vraagt voor klei een zeer lange beproevingsduur, vanwege de kleine vervormingssnelheid die nodig is om niet meer dan verwaarloosbaar kleine wateroverspanningen in het monster op te wekken.

Voor zandmonsters wordt meestal wel de C.D.-proef gebruikt. Hier is een relatief grote vervormingssnelheid toelaatbaar omdat consolidatie-effecten bij zand geen rol spelen. Uiteraard is de meer gecompliceerde C.U.-proef hier ook mogelijk.

Als de gedraineerde schuifsterkteparameters ϕ' en c' bepaald moeten worden, dienen minimaal twee en bij voorkeur drie of meer proeven verricht te worden, elk bij een andere celdruk. Volgt men daarbij de zogenaamde ééntrapstechniek, dan wordt voor elke belastingtrap één monster genomen; bij de meertrapstechniek wordt op één monster achtereenvolgend een aantal verschillende belastingen aangebracht.

Vooraf bij overgeconsolideerde gronden is voorzichtigheid geboden met betrekking tot de meertrapstechniek: zulke gronden vertonen vaak een bros gedrag en een sterke neiging tot dilatantie, waardoor bij de eerste belastingtrap al een ernstige verstoring van het monster kan optreden. Volgende belastingtrappen kunnen dan geen representatieve resultaten meer opleveren.

Voor de bepaling van de stabiliteit van rivierdijken moet de voorkeur worden gegeven aan de ééntrapstechniek.

De drie of meer benodigde monsters voor de ééntrapstechniek dienen uit dezelfde grondlaag en in elkaars onmiddellijke nabijheid uit de grond genomen te zijn; bij voorkeur naast elkaar, uit één ongestoord monster van grote diameter.

Tot slot nog een aantal opmerkingen over de uitvoering van de C.U.- en de C.D.-proef, en over het gedrag van het monster tijdens de beproeving.

- Luchtinsluitingen in het monster kunnen de meting van waterspanningen ernstig verstoren. Daarom wordt bij de C.U.-proef een zogenaamde 'back-pressure' aangebracht. Dit is een extra waterdruk die zowel buiten het monster in de cel, als in het monster zelf aanwezig is. Voor de korrelspanningen in het monster heeft dit geen ge-

volgen, terwijl de eventueel aanwezige lucht door de hoge waterdruk opgelost wordt in het poriënwater.

- Waterspanningen worden bij routineproeven altijd gemeten bij het boven- en ondervlak van het monster. De wrijving van de grond op de oplegvlakken belemmert echter de vervorming van het monster nabij de eindvlakken, en als gevolg daarvan is alleen het middengedeelte van het monster representatief voor de bezwijktoestand. Uit de meetresultaten kunnen dus alleen correcte gedraineerde schuifweerstandsparementers worden afgeleid als de waterspanning in het monster uniform is verdeeld. Dit zal alleen het geval zijn als de vervormingen zo langzaam plaats vinden dat de waterspanning zich over de hoogte van het monster kan vereffenen. Deze vereffening kan aanzienlijk worden versneld door middel van zijdelingse drainage via speciaal filterpapier tussen monster en rubbervlies. Bij toepassing van gladde oplegvlakken zoals van teflon, aan de boven- en onderzijde van het monster, zal de waterspanningsverdeling nagenoeg uniform zijn over de gehele monsterhoogte, daar ook bij de einden de vervorming niet of nauwelijks belemmerd wordt. In dat geval kunnen ongedraineerde proeven bij relatief grote vervormingssnelheden worden uitgevoerd.
- Bij een ongedraineerde triaxiaalproef vermindert het volume van het volledig met water verzadigde monster tijdens de proef niet, en treedt er dus ook geen verandering op van het poriëngehalte.
Bij normaal geconsolideerde monsters zal de waterspanning gedurende de gehele belastingfase toenemen als gevolg van de tendens tot compressie. Overgeconsolideerde monsters daarentegen vertonen een neiging tot volumevergroting onder invloed van schuifkrachten. Daardoor zal de waterspanning na een geringe toename aan het begin van de proef steeds verder teruglopen.
- Bij een gedraineerde proef zal wel een verkleining van het poriëngehalte kunnen optreden en dus een verandering van de structuur. Als gevolg daarvan kunnen de schuifweerstandsparementers, afgeleid uit een ongedraineerde proef, afwijken van die uit een gedraineerde triaxiaalproef.
Bij de gedraineerde proef mogen dan betere wrijvingseigenschappen worden verwacht, op grond van de daarbij optredende compressie.
- Belangrijk voor het bepalen van de schuifweerstandsparementers is ook wat als criterium voor bezwijken wordt gehanteerd. Er zijn verschillende mogelijkheden. Twee voor de hand liggende bezwijkcriteria bij triaxiaalproeven zijn:

1. de deviatorspanning $\sigma'_1 - \sigma'_3$ is maximaal;
2. de effectieve hoofdspansingsverhouding σ'_1/σ'_3 is maximaal.

In normaal geconsolideerde gronden blijkt meestal dat bij voortgaande vervorming van het monster het criterium voor $\sigma'_1 - \sigma'_3$ eerder wordt bereikt dan het criterium voor σ'_1/σ'_3 .

Bij overgeconsolideerde gronden is het doorgaans andersom.

Het criterium dat het eerst wordt bereikt, wordt meestal maatgevend gesteld voor de bezwijktoestand.

Een derde bezwijkcriterium kan worden gedefinieerd als een zekere, niet te kleine vervorming, die voor alle grondsoorten gelijk is. Dit met het oog op de toepassing van de wrijvingsparameters bij een glijvlak dat verschillende grondlagen doorsnijdt. Gedacht kan worden aan een vervorming van 5%.

b. Celproef

Bij de celproef wordt, anders dan bij de triaxiaalproef, niet de verticale vervormingsnelheid gestuurd, maar er wordt in stappen een verticale belasting aangebracht op de bovenkant van het monster.

Een ander verschil in uitvoering is dat het grondmonster, omsloten door een rubbervlies in de cel, alleen zijdelings steun krijgt van de vloeistof in de cel. De met vloeistof gevulde celruimte tussen het grondmonster en de celwanden vormt een gesloten ruimte. De druk in deze ruimte is niet geconditioneerd. Na het aanbrengen van een verticale belasting op de bovenzijde van het grondmonster zal zich in de vloeistof in de cel een druk instellen, die afhankelijk is van de stijfheidseigenschappen van zowel het grondmonster als de cel. Bij een stijve cel zal zich ongeveer de neutrale druk instellen. In werkelijkheid zal de celdruk daar iets onder liggen.

Na het aanbrengen van de belasting krijgt het monster gelegenheid tot consolidatie. In deze consolidatieperiode wordt de samendrukking van het monster regelmatig gemeten. Alhoewel in de meeste gronden de consolidatie niet veel langer duurt dan één dag, wordt deze fase toch doorgezet totdat de zakkingsnelheid kleiner geworden is dan 10 $\mu\text{m}/\text{uur}$. Dit criterium is in de loop der tijd ontstaan, omdat deze deformatiesnelheid niet als bezwijken wordt ervaren.

In die periode neemt de celdruk, die tijdens het opbrengen van de verticale belasting snel is gestegen, ten gevolge van het consolidatieproces eerst af, om daarna vrijwel constant te blijven of licht op te lopen.

Zodra de zakkingsnelheid kleiner dan 10 $\mu\text{m}/\text{uur}$ is geworden, wordt druppelsgewijs wat water uit de celruimte gelaten, totdat de celdruk met 3 kN/m^2 is gedaald. Is de celspanning na enige uren nog niet opgelopen dan wordt de celdruk trapsgewijs met 3 kN/m^2 per trap verlaagd, totdat de druk in de gesloten cel na enige tijd oploopt.

Er treedt dan een soort relaxatieproces op, waarbij de zakking iets toeneemt. Nu wordt er minimaal een dag gewacht tot de zakkingsnelheid opnieuw de waarde van 10 $\mu\text{m}/\text{uur}$ heeft bereikt. Dit kan soms enkele dagen duren; een celproef met 4 belastingstappen vereist daarom mogelijk 3 weken bij zanderig materiaal, tot 5 weken bij veen. De daarbij afgelezen druk in de celruimte wordt beschouwd als kritische waarde voor de bepaling van de schuifweerstandsparementen ϕ' en c' .

De hiervoor geschetste procedure wordt herhaald bij een of meer belastingsverhogingen op hetzelfde monster.

Bij de celproef wordt de vervorming als het ware ingehouden, en blijft de vervor-

mingssnelheid gering. De celproef verschilt hierin van de triaxiaalproef, waar zowel de vervorming – althans zeker bij een enkeltrapsproef – als de vervormingssnelheid aanzienlijk hoger liggen. Vanzelfsprekend heeft dit invloed op de resultaten. Bij de celproef is het bezwijken niet volledig en niet zo rigoreus doorgezet als bij een enkeltraps triaxiaalproef.

Overigens is de bezwijkbelasting bij samenhangende grond afhankelijk van de opgelegde vervormingssnelheid. Er kan ten aanzien van de beproevingsmethode dan ook een verbinding worden gelegd met het stabiliteitsprobleem in de werkelijkheid. Zo zal de benadering met betrekking tot de vervorming voor een dijk in het bovenriviereengebied, die slechts zo nu en dan een hoge waterstand moet keren, niet van belang zijn.

Men kan stellen dat in de schuifweerstandswaarden van de grond, die uit celproeven zijn afgeleid, een grotere reserve aanwezig is ten aanzien van de uiterste grenstoestand dan in schuifweerstandseigenschappen bepaald uit triaxiaalproeven volgens de gebruikelijke standaardprocedures (par. 9.7.2).

9.6.3.2 Bepaling van ϕ en c uit proefresultaten

De wrijvings eigenschappen van een grondmonster moeten zowel bij de triaxiaalproef als bij de celproef worden ontleend aan de als kritisch aangemerkte gemeten hoofdspansingen σ'_1 en σ'_3 , of de grootheden:

$$p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{en} \quad q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

Doorgaans zijn drie of meer verschillende, als kritiek beoordeelde spanningscombinaties uit de proef bekend.

De bepaling van ϕ en c kan, uitgaande van de geldigheid van de wet van Coulomb (par. 8.3.1) op verschillende manieren plaats vinden, namelijk door:

- a. schatting van de raaklijn aan de cirkels van Mohr, behorend bij de kritieke spanningscombinaties;
- b. keuze van een raaklijn aan twee representatief geachte cirkels van Mohr;
- c. correlatie van de waarnemingen via lineaire regressie.

Bij de onder a. en b. genoemde methoden zal een persoonlijke, subjectieve beoordeling een rol kunnen spelen.

Bij gebruik van een correlatiemethode, waar in principe alle waarnemingen bij worden betrokken, wordt een meer objectieve beoordeling van de resultaten verkregen. Overigens zal ook hier soms niet aan een zekere selectie van de waarnemingsresultaten ontkomen kunnen worden. Met name aanwijsbaar foutieve proefresultaten, die bij de bepaling volgens a. of b. al automatisch weggelaten worden, dienen ook hier buiten beschouwing te blijven.

Voor het bewerken van de cel- of triaxiaalproefresultaten met een lineaire correlatie is een aantal mogelijkheden denkbaar. Zo is er een keuze ten aanzien van de te correleren grootheden en de correlatiemethoden. Voor dit laatste kan namelijk onderscheid gemaakt worden tussen methode A, waarbij de afstand van de te correleren punten tot de regressielijn evenwijdig wordt genomen aan één van beide assen, en methode B waarbij de loodrechte afstand tussen de punten en de regressielijn wordt bepaald (bijl. 13).

Wat betreft de keuze van de te correleren grootheden zoekt men in het algemeen zoveel mogelijk aansluiting bij de parameters die bij de beproeving van het grondmonster worden bepaald.

Voor de celproef zijn dit σ'_1 en σ'_3 , bij de triaxiaalproef

$$p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{en} \quad q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}.$$

Afhankelijk van het toegepaste type correlatie kan er een aanmerkelijk verschil ontstaan in de voor een bepaalde grondsoort representatief geachte φ en c . Dit is onbevredigend, en het aangeven van een meest geschikte correlatie is daarom geboden.

Om die te vinden kan er worden uitgegaan van de gedachte dat voor het bepalen van de sterkte van de grond in de diagrammen van Mohr de raakpunten van de omhullende van Coulomb met de spanningscirkels bepalend zijn. Als daarbij tevens nog wordt aangehouden dat de regressielijn zo moet worden bepaald dat de afwijking tussen de gemeten schuifweerstandswaarde en de op grond van de regressielijn berekende waarde bij elk normaalspanningsniveau zo gering mogelijk is, dan moet worden vastgesteld dat een correlatie volgens methode A van σ' - als onafhankelijk variabele - en τ de beste oplossing is. Hiervoor geldt dus:

$$\tau = a\sigma' + b, \text{ waarin } a = \tan \varphi \text{ en } b = c$$

Het probleem dat zich hierbij voordoet, namelijk de bepaling van de raakpunten (σ', τ) terwijl φ en c nog onbekend zijn, kan worden ondervangen door een iteratieve aanpak. De steeds nauwkeuriger schatting van φ en c leidt dan tot een steeds betere bepaling van de raakpunten.

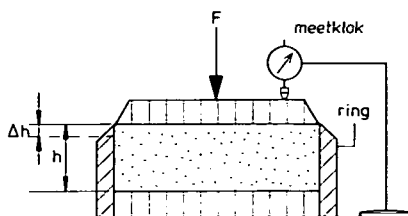
Van de overige mogelijkheden komen de uitkomsten van de correlatie $q = A \cdot p + B$ - eveneens volgens methode A - met $A = \sin \varphi$ en $B = c \cdot \cos \varphi$ het best overeen met de uitkomsten van bovenstaande benadering.

9.6.4 Samendrukkingsproeven

De samendrukkingsconstanten C_{p1} , C_{s1} , C_{p2} en C_{s2} (par. 8.3.2) worden bepaald door middel van zogenaamde samendrukkingsproeven op ongeroerde grondmonsters.

Figuur 9.16 geeft een schets van het samendrukkingsapparaat. Een cilindertje onge-roerde grond met een hoogte van 20 mm en een diameter van 65 mm wordt geplaatst in een stalen ring, en vervolgens trapsgewijs verticaal belast. Van de vier à vijf belastings-trappen liggen er minimaal twee beneden en twee boven de oorspronkelijke terrein-spanning.

Aan de onder- en bovenzijde van het grondmonster bevindt zich een poreuze steen, waardoor het poriënwater dat tijdens het samendrukkingsproces uit de grond wordt ver-dreven, zonder weerstand af kan vloeien.



figuur 9.16

Gedurende de proef wordt de samendrukking van het grondmonster regelmatig geme-ten.

De samendrukkingcoëfficiënten zijn op betrekkelijk eenvoudige wijze uit het resultaat van de samendrukkingproef af te leiden, met behulp van de gecombineerde zettings-formule van Terzaghi en Buisman-Koppejan (par. 8.3.2).

Op soortgelijke wijze kan de zwelconstante A uit zogenaamde ontlastproeven worden bepaald (par. 8.3.2).

In het algemeen gebruikt men bij deze bewerkingen een computerprogramma.

9.7 Karakteristieke waarden en materiaalfactoren

In paragraaf 6.3 is een rekenmodel voor de veiligheid voorgesteld, gebaseerd op ont-werpwaarden voor onder andere de materiaaleigenschappen. Via een materiaalfactor γ_m worden deze ontwerpwaarden verkregen uit representatieve waarden voor de mate-riaaleigenschappen.

In deze paragraaf worden mogelijkheden aangegeven om op basis van grondonderzoek tot een concrete en zo reëel mogelijke bepaling te komen van representatieve of karak-teristieke waarden voor grondparameters.

Verder worden waarden gegeven voor de materiaalfactoren γ_m waardoor de representa-tieve of karakteristieke sterkteparameters moeten worden gedeeld om de ontwerpwaar-den te verkrijgen.

De in paragraaf 6.3 geschetste veiligheidsbenadering is in het vakgebied van de grond-mechanica van recente datum.

Als gevolg hiervan is de gedachtevorming over het verkrijgen van veilige, betrouwbare waarden voor grondparameters via statistische analyse nog niet uitgekristalliseerd. Dit

wordt mede veroorzaakt door het gecompliceerde gedrag van grond en de op korte afstand dikwijls grote verschillen in opbouw en samenstelling van de natuurlijke grondslag.

Het verdient aanbeveling de ontwikkelingen op dit gebied nauwlettend te volgen.

9.7.1 *Karakteristieke waarden voor grondparameters*

Zoals in paragraaf 6.3 is vermeld, is een karakteristieke waarde voor een materiaaleigenschap een op basis van een statistische analyse bepaalde waarde met een kleine onderschrijdingskans. Overeenkomstig de gangbare praktijk, wordt in het volgende uitgegaan van een onderschrijdingspercentage van 5%.

Bij het bepalen van karakteristieke waarden voor grondparameters is het zinvol onderscheid te maken tussen een lokale waarde: de waarde in een punt in het grondmassief, en de gemiddelde waarde: de waarde gemiddeld over een kleiner of groter gebied.

Vanwege het min of meer plastisch gedrag van grond en het statisch onbepaalde karakter van grondconstructies zal een lokale waarde dikwijls niet bepalend zijn voor de sterkte of de belasting. Hierbij kan onder meer gedacht worden aan de schuifweerstand in een glijvak, de zakking door samendrukking van een grondpakket en het gewicht van een afschuivende moot grond. In al die gevallen wordt gerekend met gemiddelde waarden van de grondparameters.

Zo'n gemiddelde waarde zal altijd aan een beperkt aantal proefresultaten moeten worden ontleend, waardoor het berekende gemiddelde af kan wijken van het werkelijk gemiddelde. Bij het bepalen van de karakteristieke waarde gaat het er dan om; een voldoende betrouwbare schatting te verkrijgen van het echte gemiddelde, uit een steekproef van beperkte omvang.

In het volgende wordt er van uitgegaan dat het stochastisch karakter van de lokale waarde van een grondparameter $\underline{x}$ gegeven is door een kansverdeling $F(x)$ van de stochastische variabele $\underline{x}$ met gemiddelde μ en standaardafwijking σ .

Als $F(x)$ een normale verdeling is, wordt de karakteristieke lokale waarde met een over-respectievelijk onderschrijdingskans van 5% gegeven door:

$$x_k = \mu + 1,64\sigma \quad \text{resp.} \quad x_k = \mu - 1,64\sigma$$

In het algemeen zijn μ en σ echter niet bekend. Wel kunnen ze worden geschat op basis van de proefresultaten. Voor n meetresultaten (monsters) is een eerste schatting voor μ :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Een eerste schatting voor σ is:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2}{n(n-1)}}$$

Een eerste schatting voor x_k volgt dan uit:

$$x_k = \bar{x} + 1,64s \quad \text{resp.} \quad x_k = \bar{x} - 1,64s$$

Rekening houdend met de onzekerheden door de beperkte omvang van de steekproef kan een schatting m van μ met een zekere betrouwbaarheid, dus met een zekere over- of onderschrijdingskans, verkregen worden uit:

$$m = \bar{x} + ts \sqrt{\frac{1}{n}} \quad \text{resp.} \quad m = \bar{x} - ts \sqrt{\frac{1}{n}}$$

De waarde van t kan bij de gewenste over- of onderschrijdingskans p worden afgelezen uit de onderstaande tabel van de Student-verdeling voor $\nu = (n - 1)$ graden van vrijheid. Bij een betrouwbaarheid van 95%, dus een eenzijdige over- of onderschrijdingskans p van 5%, volgt bij $n = 10$ monsters ($\nu = 9$): $t = 1,83$. De waarde van t gaat bij oneindig veel monsters ($n = \infty$) naar de al eerder genoemde factor 1,64.

ν	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$t_{0,05}$	6,314	2,920	2,353	2,132	2,015	1,943	1,895	1,860	1,833
ν	10	11	12	13	15	20	25	30	∞
$t_{0,05}$	1,812	1,795	1,782	1,771	1,753	1,725	1,708	1,697	1,64

Als de gemiddelde waarde van een grondeigenschap bepalend is, kan de op bovenstaande wijze bepaalde m als karakteristieke gemiddelde waarde worden beschouwd:

$$m_k = \bar{x} + t_{0,05}s \sqrt{\frac{1}{n}} \quad \text{resp.} \quad m_k = \bar{x} - t_{0,05}s \sqrt{\frac{1}{n}}$$

Soms is het van belang de lokale waarde van een grondparameter te schatten. Een karakteristieke lokale waarde met een betrouwbaarheid van 95% kan op soortgelijke wijze verkregen worden uit:

$$x_k = \bar{x} + t_{0,05}s \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \quad \text{resp.} \quad x_k = \bar{x} - t_{0,05}s \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$$

Voor nadere toelichting wordt verwezen naar de vakliteratuur over statistiek (zie ook lit. 39).

Deze methoden worden aanbevolen als men over 4 of meer monsters beschikt. Bij minder monsters verdient het aanbeveling de karakteristieke waarde mede op basis van ervaring te schatten.

Voorwaarde voor de bovenstaande beschouwingen is dat de proefresultaten verkregen zijn uit monsters afkomstig uit een statistisch homogene verzameling. Aan welke eisen grond moet voldoen om statistisch homogeen te zijn, is niet exact bekend. Voorshands kan men het beste als voorwaarde stellen, dat het grondpakket chemisch, fysisch en mechanisch globaal dezelfde eigenschappen heeft, en dat het uit één geologische periode dateert.

Soms wordt een grondeigenschap bepaald door een aantal parameters die een zeker verband met elkaar hebben.

Dit is bijvoorbeeld vaak het geval bij de uit proeven verkregen c - en $\tan \varphi$ -waarden voor klei en veen.

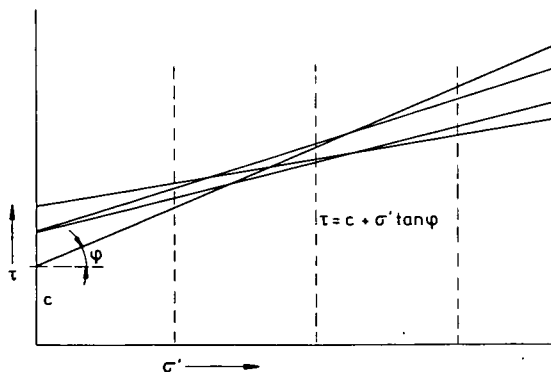
Grote waarden voor c gaan daar dikwijls gepaard aan kleine waarden voor $\tan \varphi$, en omgekeerd.

Afzonderlijke statistische behandeling van de c - en $\tan \varphi$ -waarden leidt dan tot een te veilige benadering van de gezochte relatie tussen τ en σ' .

Een benadering waarbij rekening gehouden wordt met de correlatie tussen c en $\tan \varphi$ is de volgende. Uitgegaan wordt van n combinaties van c - en $\tan \varphi$ -waarden, die ontleend zijn aan bijvoorbeeld drie- of viertraps cel- of triaxiaalproeven op n monsters uit een statistisch homogeen veronderstelde grondlaag.

In het diagram van Coulomb zijn er dan n waarden voor τ bij elke waarde van σ' (figuur 9.17).

Bij elk spanningsniveau σ' kan de gemiddelde waarde van de schuifspanning τ en de standaardafwijking van het gemiddelde s_τ uit de n waarden worden bepaald.

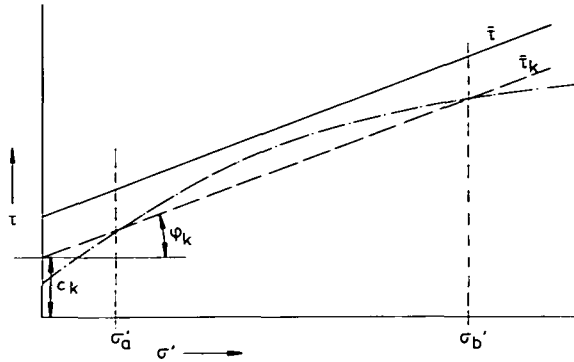


figuur 9.17

De karakteristieke waarde van de gemiddelde schuifspanning $\bar{\tau}_k$ bij een bepaald spanningsniveau σ' volgt dan uit:

$$\bar{\tau}_k = \bar{\tau} - ts_f \sqrt{\frac{1}{n}}$$

In het algemeen vertoont $\bar{\tau}_k$ als functie van σ' het in figuur 9.18 geschetste gebogen verloop.



figuur 9.18

Dit verband tussen $\bar{\tau}_k$ en σ' zou in berekeningen gebruikt kunnen worden; door het niet-lineaire verband is zo iets echter tamelijk gecompliceerd en daarom minder aantrekkelijk. Een praktische benadering is, het gebogen verloop in het voor de berekening relevante normaalspanningsgebied (σ'_a, σ'_b) te benaderen door een rechte lijn (figuur 9.18). Uit deze lijn zijn de karakteristieke waarde voor de cohesie (c_k) en de inwendige wrijving ($\tan \varphi_k$) te bepalen.

Het voordeel van deze methode is dat de statistische analyse nu direct betrokken is op de in de berekeningen te gebruiken relatie tussen σ' en τ . Een nadeel is dat bij het bepalen van c en $\tan \varphi$ per monster uit de raaklijn aan 3 of 4 cirkels, al onzekerheden zijn geïntroduceerd die verder niet meer in de beschouwing worden betrokken.

9.7.2 Materiaalfactoren

De materiaalfactoren γ_m bepalen de marge tussen de uit proeven bepaalde representatieve of karakteristieke waarden f_r en de ontwerpwaarden f_d voor de materiaaleigenschappen, volgens:

$$f_d = \frac{f_r}{\gamma_m} \quad (\text{par. 6.3})$$

Deze marge is nodig met het oog op de verschillende onzekerheden en systematische afwijkingen die kunnen ontstaan doordat de in het rekenmodel te gebruiken materiaaleigenschappen meer of minder representatief zijn voor het werkelijke materiaalgedrag. De verschillende effecten kunnen door deelfactoren in de materiaalfactor tot uitdrukking worden gebracht volgens $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \dots$

In deze leidraad worden om praktische redenen twee deelfactoren onderscheiden. Een factor γ_{m1} wordt gebruikt om verschillen tussen de beproevingsmethoden te verdisconteren.

Heel duidelijk blijkt dit bijvoorbeeld bij de verschillen in waarden voor $\tan \varphi$ en c , verkregen uit cel- en triaxiaalproeven (par. 9.6.3.1).

Een factor γ_{m2} wordt gebruikt voor onzekerheden, voortvloeiend uit onder andere de beschrijving van het materiaalgedrag aan de hand van enige parameters in een geschematiseerd model (b.v. $\tan \varphi$ en c in het lineaire $\tau - \sigma'$ diagram van Coulomb, par. 8.3.1). Op grond van de huidige inzichten worden de in onderstaande tabel gegeven waarden voor γ_{m1} en γ_{m2} aanbevolen. De waarden voor γ_{m1} gelden bij de in deze leidraad beschreven beproevingsmethoden. Bij afwijkende methoden kunnen andere factoren nodig zijn.

	γ_{m1}	γ_{m2}	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
volumieke massa - nat/droog (ρ)	1,0	1,0	1,0
inwendige wrijving ($\tan \varphi$)			
- zand (CP)*	1,0	1,15	1,15
(TP-CD)	1,0	1,15	1,15
- klei (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,2
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
- veen (CP)	1,0	1,2	1,2
(TP-CU-5%)	1,05	1,2	1,25
(TP-CU)	1,1	1,2	1,3
cohesie (c)	1,0	1,3	1,3
samendrukkingsconstanten			
- Terzaghi (C, A)	1,0	1,1	1,1
- Buisman-Koppejan (C_p, C_s)	1,0	1,1	1,1

* CP = celproef

TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd

TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd

TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven, met maximaal 5% vervorming



(Foto: Luchtfotografie Slagboom en Peeters)

Sterke kwel in De Wilpsche Klei langs de IJssel

10 Waterspanningen en stijghoogten

De waterspanningen in dijklichaam en ondergrond vormen een belangrijke belasting van de waterkering (par. 7.1).

Inzicht in het grondwaterstromingsbeeld, gekarakteriseerd door stijghoogten en filtersnelheden als functie van plaats en tijd, is daarom nodig.

Het grondwaterstromingsbeeld kan in principe op de volgende manieren bepaald worden:

- uit analytische en numerieke rekenmodellen, uit analoge modellen en met behulp van grafische methoden;
- uit waterspanningsmetingen en peilbuiswaarnemingen, dus uit waarnemingen in de natuur.

Dit hoofdstuk gaat op deze materie nader in. Beschrijvingen van veel voorkomende begrippen en parameters zijn te vinden in appendix A. Het gepresenteerde is bedoeld als oriëntatie, maar het kan tevens bijdragen tot een beter inzicht in de dikwijls met geavanceerde computerprogrammatuur berekende of getekende grondwaterstromingsbeelden.

Voor een verdere uitwerking en de wiskundige formulering van de problemen wordt verwezen naar de literatuur (b.v. lit. 34 en 43).

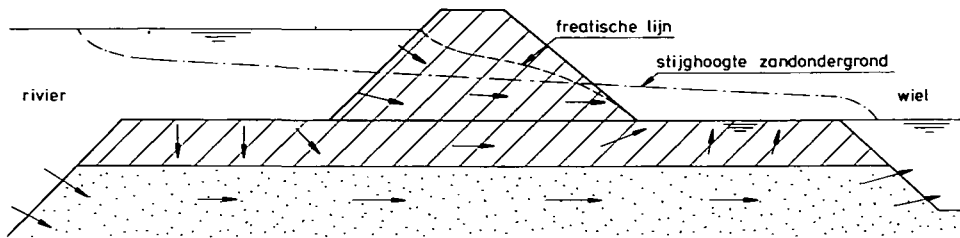
10.1 Grondwaterstroming bij rivierdijken

De geologische opbouw van de ondergrond bestaat bij rivierdijken dikwijls uit een afdekkend, slecht doorlatend pakket van wisselende dikte, op een goed doorlatende zandondergrond. De dijk zelf bestaat veelal uit klei, echter ook wel uit zand met een kleiafdekking aan de rivierzijde. Behalve door de rivier wordt de afdekkende laag in veel gevallen tot in de zandondergrond doorsneden door zand- en kleiputten, wielen, kolken en strangen.

De grondwaterstroming bij rivierdijken kan dus globaal als volgt schematisch worden ingedeeld (zie ook fig. 10.1):

- een twee-dimensionale stroming in een verticaal vlak door het dijklichaam en de ondergrond;
- een min of meer verticale één-dimensionale stroming - inzijging buitendijks en kwel binnendijks - door de afdekkende lagen;

- een min of meer twee-dimensionale horizontale stroming van spanningswater in de zandondergrond.



figuur 10.1

Op een aantal aspecten van de grondwaterstroming wordt in het volgende de aandacht gevestigd, en wel:

- stationaire en niet-stationaire stroming;
- stroming in de verzadigde capillaire zone boven de freatische lijn;
- stroming bij laagscheidingen;
- stationaire stroming bij isotrope en anisotrope doorlatendheid;
- hydraulische grondbreuk en grenspotential.

10.1.1 *Stationaire en niet-stationaire stroming*

Stationaire, dat wil zeggen tijdsafhankelijke stroming komt bij rivierdijken in principe niet voor, omdat de randvoorwaarden – rivierpeil en polderpeil – niet stationair zijn. De stroming is dus in principe niet-stationair. Als de reactie van het grondwaterstromingssysteem echter zo is dat de waterspanningen zich praktisch direct aan een variatie in de randvoorwaarden aanpassen, noemt men de stroming wel quasi-stationair. In dat geval kan de stroming per tijdstip als stationair beschouwd worden. Quasi-stationaire stroming kan bij rivierdijken wel voorkomen, zoals bij een langzaam op de rivier opkomende hoogwatergolf, die zich min of meer gelijktijdig in het goed doorlatende pleistocene zandpakket langs de rivier manifesteert.

Niet-stationaire stroming wordt gekenmerkt door het najlen van het stromingsbeeld ten opzichte van de niet-stationaire randvoorwaarden. Dit wordt veroorzaakt door berging van water in de grond; hierdoor wordt ook de amplitude van een zich voortplantende golf gedempt.

Er kan onderscheid gemaakt worden tussen freatische berging en elastische berging. Freatische berging treedt op als bij een stijgende, vrije grondwaterspiegel de holle ruimten in het korrelskelet van de grond met water gevuld raken. De kenmerkende parameter voor freatische berging is de porositeit n van de grond.

Daar echter nooit alle poriën geheel met water worden gevuld, gebruikt men in dit verband een zogenaamde effectieve porositeit.

Elastische berging doet zich voor wanneer de grondwaterspanning stijgt bij gelijkblijvende gronddruk. Hierdoor neemt de korrelspanning van de grond af, en het korrelskelet dat onder invloed van de korrelspanning was ingedrukt, zal dan bij benadering elastisch uitzetten. Daardoor ontstaat extra ruimte in de poriën, die door water kan worden gevuld. Daarbij kan bovendien nog water geborgen worden door de samendrukking van het poriënwater zelf op grond van de drukverhoging.

Neemt de grondwaterspanning af dan doet zich het omgekeerde voor: men spreekt dan van consolidatie (par. 8.3.2).

De kenmerkende parameter voor de elastische berging is de specifieke elastische bergingscoëfficiënt S_s , waarvoor geldt:

$$S_s = \rho_w g (m_v + n\beta) \quad [\text{m}^{-1}]$$

In deze formule staan m_v en β voor de samendrukbaarheid of compressibiliteit van respectievelijk de grond en het grondwater.

Globaal geldt voor zand $m_v = 10^{-8}$ à $10^{-7} \text{ m}^2/\text{N}$, voor klei $m_v = 10^{-7}$ à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{N}$ en voor water $\beta = 0,5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{N}$. De effectieve compressibiliteit van water in de grond kan echter veel groter zijn door luchtinsluitingen.

Bij grondwaterstroming in afgesloten, watervoerende zandpakketten wordt vaak gebruik gemaakt van de bergingscoëfficiënt S voor het gehele zandpakket met dikte D :

$$S = \rho_w g D (m_v + n\beta) \quad \text{of} \quad S = \frac{kD}{c_v} \quad [-]$$

Hierin is c_v de consolidatiecoëfficiënt (par. 8.3.2).

De bergingscoëfficiënten van in Nederland voorkomende zandpakketten variëren van 10^{-4} tot $3 \cdot 10^{-3}$ (lit. 38).

In klei is vooral de elastische berging van belang. Bij dikke kleilagen kunnen daardoor bij het passeren van een hoogwatergolf aanzienlijk lagere waterspanningen ontstaan dan bij stationaire stroming. Dit effect is te verwachten als de hydrodynamische periode bij éézijdige afstroming (par. 8.3.2) groot is ten opzichte van de duur van de hoogwatergolf. Gerekend moet worden met een consolidatiecoëfficiënt of zwellingscoëfficiënt op basis van de zwelconstante A (par. 8.3.2).

Bij freatisch water in een zandpakket is de elastische berging te verwaarlozen ten opzichte van de freatische berging: vergelijk bijvoorbeeld een elastische berging van $S = 10^{-4}$ à $3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}^2$ per meter stijghoogte-toename met een freatische berging van $0,40 \text{ m}^3/\text{m}^2$ per meter stijghoogte-toename bij een porositeit van $n = 0,4$.

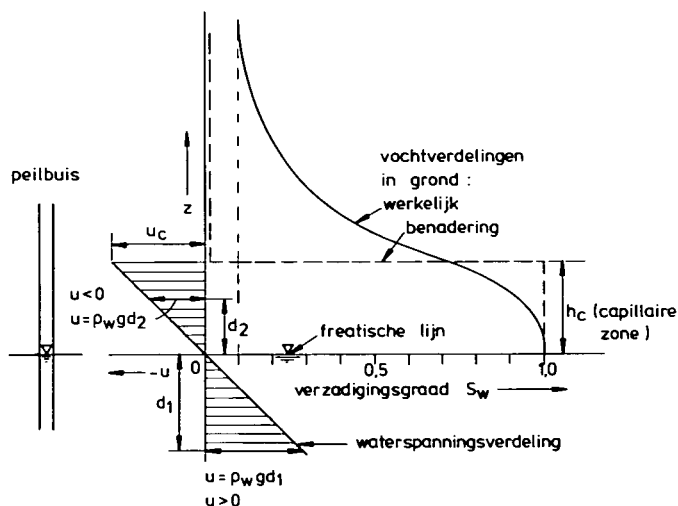
Bij spanningswater in zand heeft de elastische berging een merkbaar, maar meestal ge-

ring effect ten aanzien van de demping en vertraging van een zich voortplantende drukgolf in het zandpakket.

10.1.2 *Stroming in de verzadigde capillaire zone*

Het stroombeeld in de dijk wordt aan de bovenzijde niet begrensd door de freatische lijn. Boven die lijn is, afhankelijk van de grondsoort, een zekere zone aanwezig waarin zich door capillaire opstijging ook grondwater bevindt.

De grond direct boven de freatische lijn is in het algemeen volledig met water verzadigd, terwijl verder naar boven de verzadigingsgraad afneemt; alleen de fijne capillairen trekken daar nog water omhoog (figuur 10.2).



figuur 10.2

Een duidelijke begrenzing van de volledig verzadigde zone boven de freatische lijn is niet aan te wijzen. In de praktijk legt men deze grens wel bij een verzadigingsgraad S_w van ongeveer 75%.

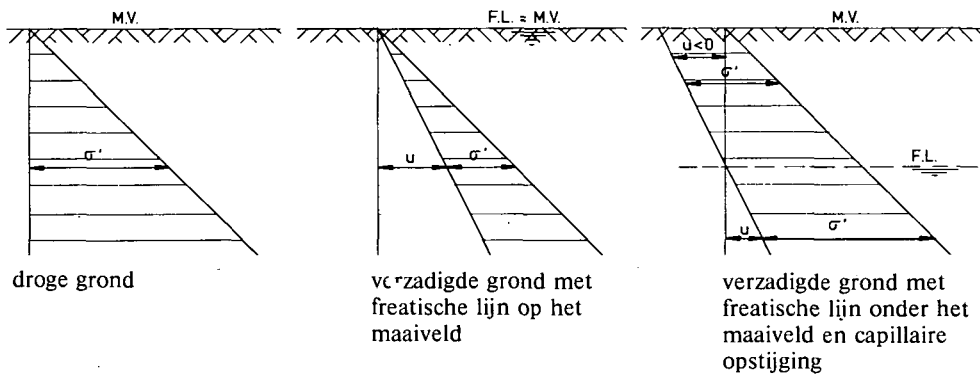
De capillaire opstijging bedraagt in grof zand globaal 0,02–0,05 m, in matig fijn tot matig grof zand 0,12–0,35 m, in fijn zand 0,35–0,70 m, in silt 0,70–1,50 m en in klei 2–4 m of meer.

Het grondwater in de verzadigde capillaire zone neemt op dezelfde wijze deel aan de grondwaterstroming als het water onder de freatische lijn. Bij kleidijken, waarin een grote capillaire opstijging mogelijk is, kan de stroming in het gehele dijkprofiel plaatsvinden.

Het bovenstaande is een sterke schematisering van de werkelijkheid. In de onverzadigde zone boven de freatische lijn is het stromingsmodel zeer gecompliceerd. Het voert te ver daar hier op in te gaan.

Er zit nog een ander aspect aan de capillaire opstijging. Door de negatieve waterspanningen, dat wil zeggen een onderdruk ten opzichte van de atmosferische druk, nemen de korrelspanningen in de capillaire zone toe (figuur 10.2). Dit aspect kan een belangrijke rol spelen bij de draagkracht van de grond, met name ten aanzien van de stabiliteit van taluds en de begaanbaarheid van binnendijkse bermen en de kruin van de dijk. Een aanzienlijke vergroting van de schuifweerstand van de grond is te bewerkstelligen door de freatische lijn in de dijk middels een drainageconstructie laag te houden, met als gevolg een capillaire korrelspanningsverhoging in de grond.

Wat betreft de begaanbaarheid, bepaald door de korrelspanningen σ' direct onder het maaiveld, spreekt figuur 10.3 voor zich. De grootste draagkracht van het maaiveld is aanwezig in het geval van capillaire opstijging.



figuur 10.3

10.1.3 Stroming bij laagscheidingen

De stroming bij grondlagen van verschillende doorlatendheid wordt gekenmerkt door breking van de stroomlijnen. De relatie tussen de invalshoek α_2 en de brekingshoek α_1 wordt gegeven door:

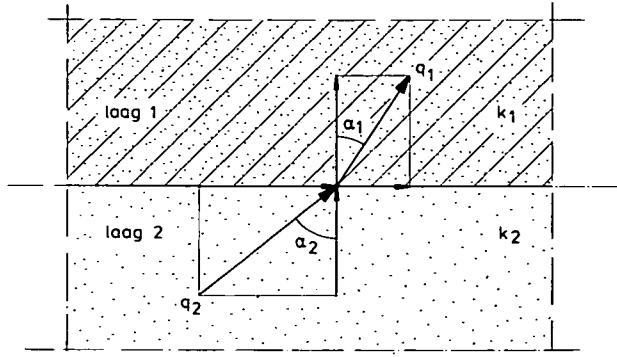
$$\frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2} = \frac{k_1}{k_2} \quad (\text{figuur 10.4})$$

Voor de grootte van de filtersnelheden geldt:

$$q_2 = q_1 \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}$$

Afhankelijk van de doorlatendheidsverhouding treedt er bij een laagscheiding dus een abrupte wijziging op in de stroomrichting.

Als voorbeeld nemen we een kleilaag - laag 1 - op een zandlaag - laag 2 - met een door-



figuur 10.4

latendheidsverhouding $k_2/k_1 = 10^4$; bij een vrijwel verticaal gerichte stroming door de kleilaag – bijvoorbeeld $\alpha_1 = 1^\circ$ volgt dan een vrijwel horizontale stroming in de zandlaag: $\alpha_2 = 89^\circ 40'$.

10.1.4 Stationaire stroming bij isotrope en anisotrope doorlatendheid

Men spreekt van isotrope doorlatendheid als de doorlatendheid van de grond onafhankelijk is van de richting. Stationaire stroming bij een isotrope doorlatendheid wordt in algemene zin beschreven door de vergelijking van Laplace:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{par. 10.2.1})$$

Deze vergelijking beschrijft bij twee-dimensionale stroming een potentiaalstroming met de eigenschap dat stroomlijnen en equipotentiaallijnen elkaar loodrecht snijden. Het stelsel van stroom- en potentiaallijnen vormt een net van elementaire vierkanten. Van deze eigenschap kan met vrucht gebruik worden gemaakt bij het globaal schetsen van een stroombeeld (par. 10.2.5).

Door laagsgewijze afzettingen, stuwwallen en structuurvorming zullen er dikwijls verschillen in doorlatendheid van de grond zijn, afhankelijk van de richting. Er is dan sprake van anisotropie. Bij anisotrope doorlatendheid met doorlatendheden k_x , k_y en k_z in x-, y- en z-richting wordt de stroming beschreven door:

$$k_x \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{par. 10.2.1})$$

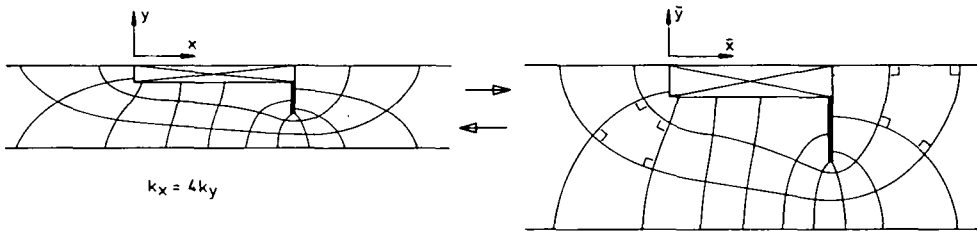
Na een geometrische transformatie van de situatie in (x, y, z) volgens:

$$\bar{x} = x \sqrt{\frac{1}{k_x}}, \quad \bar{y} = y \sqrt{\frac{1}{k_y}} \quad \text{en} \quad \bar{z} = z \sqrt{\frac{1}{k_z}}$$

is het duidelijk dat de nieuwe situatie in $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ beschreven wordt door de vergelijking van Laplace.

In de $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ -situatie staan de stroomlijnen en potentiaallijnen loodrecht op elkaar. Transformatie naar de oorspronkelijke situatie leidt er toe, dat stroomlijnen en potentiaallijnen elkaar in het algemeen niet meer loodrecht snijden. Het stroombeeld wordt vertrokken, waarbij de elementaire vierkanten overgaan in elementaire parallellogrammen. Ter illustratie wordt dit toegelicht in figuur 10.5, waar de transformatie is uitgevoerd met:

$$\bar{x} = x \quad \text{en} \quad \bar{y} = y \sqrt{\frac{k_x}{k_y}}$$



figuur 10.5

10.1.5 Hydraulische grondbreuk en grenspotentiaal

Hydraulische grondbreuk treedt op als de waterdruk in de bodem gelijk wordt aan het gewicht van het bovenliggende grondpakket.

Dit kan een inleiding zijn tot het ontstaan van zandmeevoerende wellen, waarover elders meer (par. 11.5).

Hydraulische grondbreuk zal bij rivierdijken onder ontwerpomstandigheden – maar ook bij lagere waterstanden – op veel plaatsen voor kunnen komen.

Het belang van hydraulische grondbreuk voor grondwaterstromingsmodellen ligt hierin, dat de waterdruk, vanwege het noodzakelijke verticale evenwicht, nergens groter kan worden dan het gewicht van de bovenliggende grond.

Dit verschijnsel betekent dus een extra randvoorwaarde, en dient daarom voor een goede weergave van een stromingsbeeld in principe in alle modellen te worden meegenomen. Met name voor de stijghoogten in een watervoerend zandpakket onder een afsluitende kleilaag binnendijks kan dit een aanzienlijke reductie van de (berekende) stijghoogte betekenen, en dus ook van de waterspanning onder de dijk.

In dergelijke gevallen wordt wel gesproken van het optreden van een grenspotentiaal ϕ_{grens} – de term 'grensstijghoogte' is eigenlijk juist. Aangenomen moet worden dat de doorlatendheid van de kleilaag zich in zo'n geval door expansie en scheurvorming

zo aanpast, dat door een toegenomen kwel de waterdruk onder de kleilaag in ieder geval niet hoger wordt dan het gemiddelde gewicht van de laag.

10.2 Berekeningsmodellen

10.2.1 Algemeen

Aan alle berekeningsmodellen liggen 2 principes ten grondslag:

1. De wet van Darcy

Voor homogene, onsamendrukbare vloeistof en isotrope doorlatendheid luidt deze:

$$q_x = -k \frac{\partial \varphi}{\partial x}$$

$$q_y = -k \frac{\partial \varphi}{\partial y}$$

$$q_z = -k \frac{\partial \varphi}{\partial z}$$

met:

q = specifiek debiet [m/s]

k = doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]

$\varphi = z + u/\rho g$ = stijghoogte [m]

z = plaatshoogte [m]

u = waterspanning [N/m²]

ρ = volumieke massa van water [kg/m³]

g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]

2. De wet van behoud van massa

Bij (quasi-)stationaire stroming volgt hieruit de zogenaamde continuïteitsvergelijking:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0$$

Bij niet-stationaire stroming luidt deze continuïteitsvergelijking als volgt:

a. voor freatische berging:

$$n \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (hq_x)}{\partial x} + \frac{\partial (hq_y)}{\partial y} = N$$

met $h = \varphi$ = de stijghoogte ten opzichte van de basis van het doorstroomde pakket, N kan de hoeveelheid neerslag zijn, en n is de porositeit van de grond.

b. voor elastische berging:

$$(m_v + n\beta) \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}$$

Hierin staan m_v en β voor de samendrukbaarheid van de grond respectievelijk het water (par. 10.1.1). Deze vergelijking wordt ook wel aangeduid als bergingsvergelijking.

Uit de wet van Darcy en de wet van behoud van massa volgt na samenstelling van de vergelijkingen de differentiaalvergelijking die de stroming beschrijft, uitgedrukt in φ of u .

Uit het oplossen van deze vergelijking bij de van toepassing zijnde randvoorwaarden volgt het gezochte stromingsbeeld.

Voor het oplossen zijn vier mogelijkheden beschikbaar:

- een analytische oplossing,
- een numerieke benadering,
- een analoog model,
- een grafische benadering.

Op deze mogelijke oplossingsmethoden wordt in de volgende paragrafen nader ingegaan. Maar eerst nog een opmerking over de schematisering van de werkelijkheid in een rekenmodel.

De mate waarin de uitkomst van een berekening overeenkomt met de realiteit is sterk afhankelijk van het toegepaste rekenmodel, de schematisering en de nauwkeurigheid van de parameters die in de berekening een rol spelen.

De grondwaterstroming is in principe een drie-dimensionaal verschijnsel. In die gevallen waarbij in één richting geen grote wijzigingen optreden in geometrie, grondparameters en randvoorwaarden, is een schematisering tot twee dimensies mogelijk. De wijze waarop men schematiseert is echter ook afhankelijk van het beschouwde probleem. Twee-dimensionale horizontale schematisering zal in het algemeen worden toegepast bij het oplossen van regionale problemen.

Twee-dimensionale verticale schematisering zal veelal worden toegepast bij de oplossing van detailgerichte problemen.

Bij het oplossen van grondwaterstromingsproblemen in relatie tot rivierdijkontwerpen zal in vrijwel alle gevallen een twee-dimensionale schematisering worden toegepast, aangezien drie-dimensionale berekeningen analytisch slecht uitvoerbaar zijn, en numeriek nog erg kostbaar.

Bovendien is het zeer de vraag of de uitkomsten van drie-dimensionale berekeningen, enkele specifieke uitzonderingen daargelaten, de realiteit beter benaderen dan die van twee-dimensionale berekeningen, gelet op de onzekerheden die in de berekening worden geïntroduceerd door de vaak sterke schematisering van de geometrie, en door de vaak slechts bij benadering bekende waarden van bepalende parameters.

10.2.2 *Analytische modellen*

Dikwijls kan men door toepassing van eenvoudige analytische modellen een redelijk inzicht verkrijgen in de grondwaterbeweging.

Voorwaarde is wel, dat het mogelijk moet zijn de differentiaalvergelijking die de stroming beschrijft, bij de gegeven randvoorwaarden langs analytische weg op te lossen. Een nadeel van de analytische oplossing is daarom dat er dikwijls een sterke schematisering van de geometrie van de te onderzoeken situatie nodig is, om tot een oplossing te komen. Het grote voordeel van het analytische model ligt vooral in het kwalitatieve inzicht dat dit model verschaft in het gedrag van de stroming, en de invloed van de diverse parameters daarop.

In de appendices B en C worden enkele veel voorkomende gevallen gegeven, waarvan de analytische oplossing bekend is en die zo eenvoudig zijn dat zij een snelle schatting van het grondwaterstromingsbeeld mogelijk maken.

Appendix B beschrijft in het bijzonder de volgende gevallen van stationaire stroming:

1. stroming door een afdekkende laag;
2. stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water;
3. stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met ondoorlatende lagen in het voor- en achterland, en met radiale intree en uittree van water;
4. stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk en berm, waarbij binnendijs een grenspotential optreedt.

Appendix C geeft een benadering voor de niet-stationaire stroming bij voortplanting van waterspanningen in een kleilaag met elastische berging.

10.2.3 *Numerieke modellen*

De grote beperking van analytische modellen ligt, zoals gezegd in de sterke schematisering die daarbij vaak nodig is.

Dit nadeel geldt bij numerieke berekeningsmodellen veel minder, omdat hiermee in principe ook meerlagensystemen, en dijkprofielen die uit verschillende grondsoorten zijn samengesteld, kunnen worden berekend, zowel stationair als niet-stationair.

Daar drie-dimensionale modellen erg veel rekentijd en een grote geheugencapaciteit van de computer vragen zijn de meeste berekeningsmodellen ontwikkeld voor tweedimensionale stromingsgevallen in het horizontale of het verticale vlak.

Mogelijke numerieke rekenmethoden zijn:

- eindige differentiemethode, expliciet of impliciet;
- eindige elementenmethode;
- analytische functiemethode.

Voor meer informatie hierover wordt verwezen naar de literatuur (lit. 37) en naar de programmadocumentatie van bestaande programma's.

Vanwege de snelle ontwikkeling op het gebied van de numerieke rekenmodellen is het niet zinvol hier een overzicht van bestaande programma's met hun (on)mogelijkheden te geven.

10.2.4 *Analoge modellen*

Omdat de vergelijkingen die de beweging van het grondwater beschrijven in veel gevallen analoog zijn aan de vergelijkingen voor andere fysische verschijnselen, zoals warmtegeleiding en geleiding van elektrische stroom, kan men oplossingen van grondwaterstromingsproblemen vaak gemakkelijk verkrijgen met behulp van een zogenaamd analoog.

De belangrijkste analoge methode voor de bestudering van grondwaterbewegingen is die van de elektrische analogie (zie ook lit. 34 en 43).

De elektrische analogie berust op de overeenkomst tussen de wet van Darcy en de wet van Ohm voor de geleiding van elektrische stroom.

Omdat er ook behoud van elektrische lading is – de continuïteit – is de analogie met grondwaterstroming volledig.

In praktische toepassingen kan men als elektrische geleider een vloeistof nemen of een vaste stof, in het bijzonder een speciaal type papier dat voorzien is van een geleidende koolstoflaag.

Voor het oplossen van eenvoudige praktische problemen voldoet deze methode goed. Problemen die met dit model kunnen worden opgelost zijn met name:

- twee-dimensionale stromingssituaties;
- problemen met stationaire randvoorwaarden;
- problemen met tijdsafhankelijke randvoorwaarden, waarbij de freatische berging met behulp van condensatoren kan worden gesimuleerd.

Het model kent wel een aantal beperkingen:

- de afmetingen van het model zijn beperkt;
- het papier is temperatuur- en vochtgevoelig;
- het papier is niet geheel homogeen en isotroop;
- het oplossen van problemen bij een meerlagensysteem is uitvoeringstechnisch niet goed mogelijk;
- de hoogte van het doorstroomde pakket is niet eenvoudig te variëren;
- elastische berging kan niet worden gesimuleerd.

Een toepassing van de elektrische analogie met uitgebreidere mogelijkheden is die, waarbij gebruik wordt gemaakt van een weerstandsnetwerk. Verschillen in doorlatendheid kan men dan simuleren door verschillende weerstanden te gebruiken.

Verder kan men berging simuleren met behulp van condensatoren. Voor het oplossen van gecompliceerde problemen is bij de Rijkswaterstaat het Elektrisch Netwerk Analogon (ELNAG) ontwikkeld. De ELNAG is geschikt voor het oplossen van zowel stationaire als niet-stationaire twee-dimensionale grondwaterstromingsproblemen.

Door het discretiseren zijn alle genoemde bezwaren tegen de papieren modellen ondergaan. Maar ook aan de ELNAG zijn nadelen verbonden: het is erg bewerkelijk en de capaciteit van het analogon wordt beperkt door het maximale aantal knooppunten (5000). Analoge modellen worden overigens steeds minder gebruikt, vanwege de snelle ontwikkeling in de numerieke computermodellen.

10.2.5 Grafische benadering

Bij twee-dimensionale quasi-stationaire grondwaterstroming door een isotroop doorlatend grondmassief kan het stromingsbeeld worden benaderd door gebruik te maken van de eigenschap dat stroomlijnen en potentiaallijnen een orthogonaal stelsel vormen: de vierkantennet-methode.

Worden potentiaallijnen $\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \dots$ met interval $\Delta\Phi$ en stroomlijnen $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \dots$ met interval $\Delta\Psi$ getekend, dan geldt bij benadering

$$q = \frac{\Delta\Phi}{\Delta s} = \frac{\Delta\Psi}{\Delta n},$$

waarbij Δs de afstand tussen twee potentiaallijnen is, en Δn de afstand tussen twee stroomlijnen (lit. 34, 43).

Wordt nu $\Delta\Phi = \Delta\Psi$ gekozen, dan geldt bij benadering $\Delta s = \Delta n$.

Met andere woorden, de onderlinge afstand van potentiaallijnen en stroomlijnen is in elk punt ongeveer gelijk; de stroomlijnen en potentiaallijnen vormen elementaire, gekromde vierkantjes.

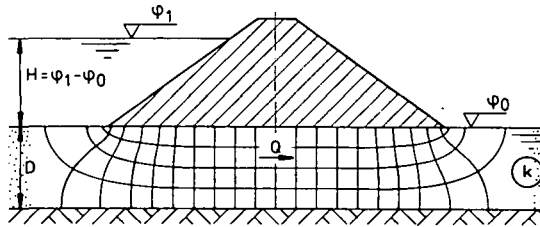
Een goed vierkantennet moet aan de volgende eisen voldoen:

1. potentiaallijnen en stroomlijnen zijn overal orthogonaal;
2. potentiaallijnen en stroomlijnen vormen overal vierkantjes - dit is te controleren door de diagonalen te tekenen: die moeten ook orthogonaal zijn;
3. het net sluit aan op de randvoorwaarden.

Een dergelijk vierkantennet laat zich in veel gevallen eenvoudig schetsen. Figuur 10.6 is een illustratie die betrekking heeft op de stroming door een zandlaag onder een kleidijk.

In het voltooide net kan men overal de potentiaal bepalen en dus ook de stijghoogte $\phi = \Phi/k$, en de waterspanning $u = (\phi - z) \rho g$, omdat nu het interval $\Delta\phi$ bekend is. $\Delta\phi$ volgt namelijk uit $(\phi_1 - \phi_0)/a$, waarin a het aantal vierkantjes per stroombaan is. Het debiet per stroombaan $\Delta Q = \Delta\Psi = \Delta\Phi$.

Het totale debiet, onder de constructie door, volgt dan uit het totale aantal (b) geconstrueerde stroombanen: $Q = b\Delta\phi$.

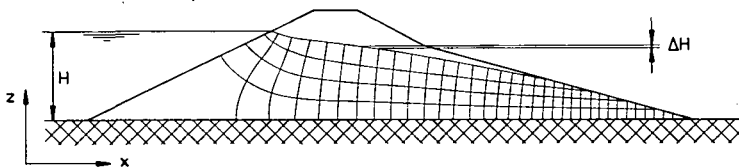


figuur 10.6

De grafische methode kan ook worden toegepast op problemen met een vrije grondwaterspiegel. Hierbij treedt een extra moeilijkheid op, doordat de positie van het vrije oppervlak, dat ook een stroomlijn is, onbekend is. Langs het vrije oppervlak geldt als tweede randvoorwaarde dat de druk u in het water er nul moet zijn als de capillaire opstijging verwaarloosd wordt. Dit betekent dat $\phi = z$.

Het onderste gedeelte van het binnentalud, waar water uittreedt, vormt het zogenaamde kweloppervlak. Het water treedt daar uit en stroomt langs het talud naar beneden. Langs het kweloppervlak moet ook gelden $\phi = z$.

Een voorbeeld van een voltooid vierkantennet voor de stroming door een dijk geeft figuur 10.7.



figuur 10.7

De controle van de conditie $\phi = z$ langs het vrije oppervlak en het kweloppervlak gaat het eenvoudigst door het hoogteverschil ΔH tussen de snijpunten van deze randen met twee opeenvolgende potentiaallijnen te bepalen: dit moet voor elk tweetal opeenvolgende snijpunten hetzelfde zijn.

Wil men wel rekening houden met capillaire opstijging, dan is eenzelfde procedure mogelijk. Voor de ligging van de freatische lijn geldt $z = \phi$, en voor het vrije oppervlak $z = \phi + h_c$, waarin h_c de capillaire opstijging is.

10.3 Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen

Peilbuiswaarnemingen van stijghoogten in de zandondergrond en waterspanningsmetingen in slecht doorlatende grondlagen kunnen een belangrijke bron van informatie vormen bij het verkrijgen van inzicht in de grondwaterstroming bij dijken. Behalve voor rechtstreekse extrapolatie naar ontwerpomstandigheden kunnen de waarnemingen ook worden gebruikt om rekenmodellen te ijken aan omstandigheden in de werkelijkheid.

Peilbuizen lenen zich goed voor het meten van de stijghoogte in de zandondergrond. Voor het meten van waterspanningen in klei zijn ze echter niet geschikt: door de berging in de buis wordt het stromingsbeeld namelijk ingrijpend beïnvloed. Voor metingen in klei zijn speciale waterspanningsmeters beschikbaar.

De interpretatie van waarnemingen vraagt inzicht in het stromingsmechanisme, wil men kunnen extrapoleren naar ontwerpomstandigheden.

Bij het extrapoleren kan men op twee manieren te werk gaan: men kan uitgaan van topstanden of van momentane peilbuisstanden of waterspanningen.

10.3.1 *Extrapolatie uit topstanden*

Als men beschikt over peilbuiswaarnemingen tijdens een groot aantal hoogwaters, kan per hoogwater de topstand in de peilbuis worden uitgezet tegen de topstand van de rivier.

In veel gevallen blijkt er dan een min of meer lineair verband te bestaan tussen peilbuis-topstand en riviertopstand.

Zo'n verband mag ook verwacht worden op grond van de grondwaterstromingstheorie. Lineaire extrapolatie vanuit de waarnemingen lijkt daarom wel verantwoord voor het bepalen van de stijghoogte bij ontwerpomstandigheden. Toch is enige voorzichtigheid hierbij wel geboden.

Wanneer in de omgeving van de peilbuis een grenspotentiaal optreedt (par. 10.15), dan kan dat tot gevolg hebben dat de gemeten stijghoogte lager is dan op grond van lineaire extrapolatie verwacht wordt: het verloop van de peilbuisstand buigt dan namelijk af naar een limietwaarde.

Zo'n afbuiging van het verband tussen rivierstand en peilbuisstand is ook te verwachten als het stromingsbeeld in het zand van freatisch overgaat in artesisch (spanningswater). Hierop moet gelet worden bij waarnemingen gedurende relatief lage hoogwatertoppen en in het geval van een relatief hoog gelegen bovenzijde van het zandpakket.

In principe zou een relatie kunnen gelden zoals in figuur 10.8 sterk geschematiseerd is weergegeven.

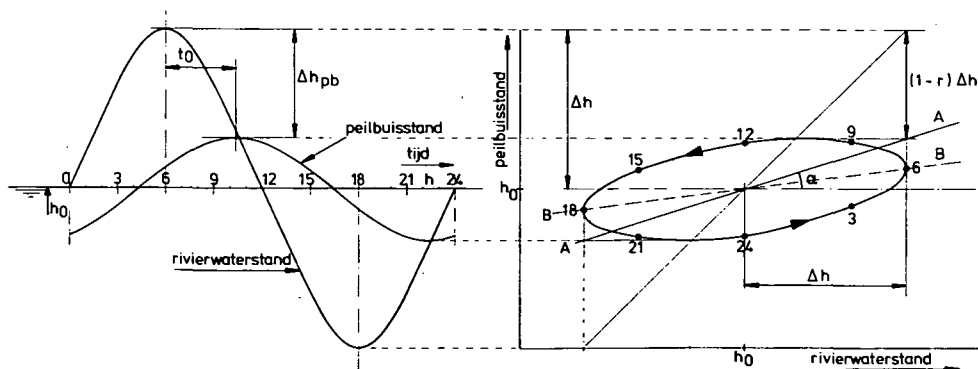
Het voorgaande geldt alleen als er geen aanvoer van grondwater van achteraf plaats vindt, zoals afvoer van landinwaarts gelegen hoge gronden.

The figure consists of two parts. The left part is a cross-sectional diagram of a riverbank. It shows a river at the top, a peilbuis (water level gauge) on the right, and soil layers of sand (zand) and clay (klei). Three water levels are marked: stand (a) at the bottom, stand (b) in the middle, and stand (c) at the top. A critical saturation level ϕ_{grens} is indicated. The right part is a graph with water level on the y-axis and soil saturation on the x-axis. It shows three regions (I, II, III) and a critical saturation level ϕ_{grens} . The x-axis is labeled with (a), (b), and (c), and the y-axis is labeled with (a), (b), and (c). The graph shows a curve that starts at (a), rises linearly through region I, then curves through region II, and finally levels off in region III. A dashed line represents the critical saturation level ϕ_{grens} .

10.3.2 Extrapolatie uit momentane standen

Als men echter wel beschikt over een serie waarnemingen per hoogwatergolf, dan is een benadering mogelijk waarbij gebruik wordt gemaakt van de demping en vertraging van een hoogwatergolf in een zandpakket.

Ter illustratie is in figuur 10.9 het beeld uitgewerkt dat de voortplanting van een getijgolf weergeeft in een zandondergrond met freatische berging.



115

De ellipsvormige hysteresis-lus in figuur 10.9 ontstaat omdat de golf tussen rivier en peilbuis met t_0 wordt vertraagd.

Zonder deze vertraging zou de lijn A – A ontstaan. Deze lijn geeft de relatie aan tussen de amplitude van de golf op de rivier en de amplitude van de stijghoogte in de peilbuis, en dus de relatie tussen de topstanden van rivier en peilbuis. De helling van de lijn wordt bepaald door de dempingsfactor r volgens: $\tan \alpha = r$.

Zouden de punten van de hysteresis-lus worden opgevat als een willekeurige puntenwolk, en zou dan door deze punten een lineaire regressielijn worden bepaald, de lijn B – B, dan is het duidelijk dat men zo in meer of mindere mate – afhankelijk van de dikte van de lus – tot een foutieve conclusie ten aanzien van het gezochte verband zou komen.

Bij de interpretatie van momentane peilbuisstanden tijdens een hoogwater moet men daarom de vertraging t_0 zo kiezen dat bij verschuiving in de tijd met t_0 , de waarnemingspunten zoveel mogelijk op een rechte lijn komen te liggen. Daarna pas mag men een lineaire regressie uitvoeren.

Evenals bij de extrapolatie uit topstanden zal men bedacht moeten zijn op afwijkingen van het verwachte lineaire verband, als gevolg van een overgang van freatisch naar artesisch water, en van het mogelijk optreden van de grenspotential. Extrapolatie is dan ook alleen toegestaan als het hydrologische model bij ontwerpomstandigheden hetzelfde is als bij de waarnemingsreeks.

11 Ontwerpberekeningen

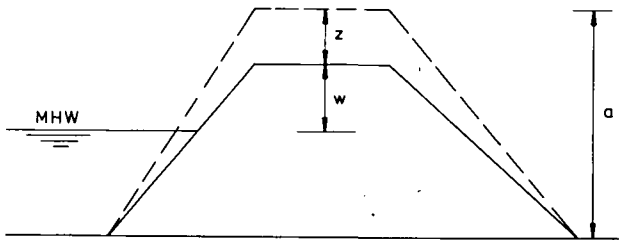
Dit hoofdstuk gaat nader in op een aantal berekeningsmethoden waarmee sterkte en belasting tegen elkaar afgewogen kunnen worden bij de verschillende bezwijkmechanismen van een waterkering.

Achtereenvolgens komen aan de orde: de benodigde waakhoopte en aanleg hoogte van de dijk, zettingen en horizontale deformaties, de stabiliteit van grondlichamen tegen afschuiving langs rechte of gebogen glijvlakken, de stabiliteit van oppervlaktelagen bij uittredend of evenwijdig afstromend water, interne erosie en onderloopsheid, en de stabiliteit van open en gesloten bekledingen.

11.1 Waakhoopte en aanleg hoogte

De aanleg hoogte a van een dijk wordt bepaald als de som van de ontwerpwaterstand en de minimaal benodigde waakhoopte w (par. 8.1), vermeerderd met een overhoogte z voor te verwachten zakkingen van de kruin.

Dit is geïllustreerd in figuur 11.1.



figuur 11.1

De ontwerpwaterstand is de maatgevende hoogwaterstand MHW (par. 7.1.1).

Aanbevolen wordt de minimaal benodigde waakhoopte af te stemmen op de toelaatbare hoeveelheid golfoverslag (par. 7.2.1). Hoe groot die mag zijn hangt af van de constructie van de dijk (par. 12.1.5). De in par. 7.2.4 gegeven ontwerpwaarden voor windsnelheden gelden hierbij als uitgangspunt.

Met het oog op mogelijke afwijkingen van de ontwerpwaterstand, door onzekerheden in de MHW-berekening en opwaaiing, dient voor de minimaal benodigde waakhoopte

minstens 0,50 m in rekening te worden gebracht. Voor de overhoogte van de kruin kan de in de komende 50 jaar nog te verwachten klink en zetting van dijklichaam en ondergrond genomen worden (par. 11.2).

11.2 Zettingen, klink en horizontale verplaatsingen

Aanbevolen wordt de zettingen te berekenen met de gecombineerde formule van Terzaghi en Buisman-Koppejan (par. 8.3.2). De benodigde parameters C_p en C_s kunnen uit samendrukkingsproeven worden bepaald (par. 9.6.4).

Op basis van de zettingsformule van Terzaghi zijn er methoden gezocht om uit terrein-onderzoek schattingen te maken voor de samendrukkingscoëfficiënt C , bijvoorbeeld op basis van het volumegewicht, of op basis van de conusweerstand bij sonderingen. Deze methoden leveren in het algemeen aanzienlijk minder betrouwbare resultaten op dan de samendrukkingsproef in het laboratorium. Ze dienen daarom alleen gebruikt te worden om schattingen van de zetting te maken tussen locaties waar de zetting ook uit samendrukkingsproeven is bepaald.

Als in de ondergrond geen dikke, slecht doorlatende en samendrukbare klei- en veenpakketten voorkomen, zal een groot gedeelte van de zetting al optreden tijdens de uitvoering van het werk.

Het is daarom van belang al tijdens het aanbrengen van de ophoging de zetting met zakbaken te volgen.

Niet alleen ter plaatse van ophogingen kunnen zettingen optreden. Door spreiding van de belasting kunnen ze ook voorkomen in de zones grenzend aan de ophogingen. Dit kan vooral van belang zijn in de onmiddellijke nabijheid van bebouwing.

Op basis van de elasticiteitstheorie voor grond is een rekenkundige benadering van de belastingspreiding mogelijk (zie b.v. lit. 33). Een aantal gevallen van twee-dimensionale verticale belastingspreiding onder ophogingen is te vinden in bijlage 14.

Door het plastisch gedrag van grond kunnen de belastingspreiding en de daarbij behorende vervormingen echter aanzienlijk afwijken van die op basis van de elasticiteitstheorie.

De te verwachten klink van vers aangebrachte grond is slechts bij benadering te bepalen. Voor de klink van klei wordt op basis van ervaring bij een zorgvuldige uitvoering en verdichting wel een waarde van 10% van de ophoging aangehouden. Voor de klink van zandophogingen wordt dikwijls een waarde van 5% gehanteerd.

Met name in de zones direct langs de dijken kunnen behalve de verticale verplaatsingen door zettingen, ook horizontale verplaatsingen optreden. Inzicht hierin is vooral van belang in relatie tot paalfunderingen onder aangrenzende bebouwing.

Geringe grondverplaatsingen kunnen door de relatief grote stijfheid van de palen tot grote horizontale belastingen op de palen leiden, en de fundering mogelijk beschadigen.

Een goede berekening van de horizontale verplaatsingen is niet eenvoudig, gezien het gecompliceerde spannings-vervormingsgedrag van grond.

Uitgaande van een min of meer geschematiseerde spannings-vervormingsrelatie is op basis van eindige-elementenmethoden een redelijk goede benadering mogelijk.

Als horizontale vervormingen onaanvaardbaar zijn – bijvoorbeeld ter bescherming van een waardevol pand – dan is er eigenlijk maar één oplossing: een zeer stijve, plaatsvast constructie in de grond tussen de dijk en het te beschermen object. Praktisch is zo'n oplossing weinig aantrekkelijk, gelet op de kosten en de uitvoeringsproblemen. Beter is het, voldoende afstand te houden door het tracé van de dijk te verleggen, en zo het probleem te voorkomen. Constructies van geringe omvang, zoals korte damwanden en peronmuurtjes, hebben geen effect: zij bewegen eenvoudig met de grond mee.

11.3 Stabiliteit van grondlichamen

Hieronder verstaat men de stabiliteit tegen afschuiving van grote delen van een grondlichaam langs rechte of gebogen glijvlakken, waarin door overbelasting geen krachten-evenwicht meer aanwezig is. Dit wordt wel aangeduid als de macrostabiliteit.

Voor de bepaling van de mate van stabiliteit staan twee verschillende wegen open:

- uitgaande van het spanningsevenwicht in elk punt van de grond wordt de hoogste belasting gezocht waarbij voor de grondconstructie nog geen evenwichtsverlies optreedt;
- uitgaande van het optreden van een kinematisch mogelijk bezwijkmechanisme – bijvoorbeeld een afschuivende moot grond langs een cirkelvorming glijvlak – wordt de laagste belasting gezocht waarbij dat bezwijkmechanisme op kan treden.

Bij de eerste methode moet in elk punt van de grond de spanningstoestand bepaald worden. Vanwege het statisch onbepaalde karakter van grondconstructies moeten hierbij ook de vervormingen van de grond betrokken worden.

De spannings-vervormingsrelaties van de grond moeten dus bekend zijn. Die zijn erg gecompliceerd (par. 8.3) maar toch zijn ze in gestileerde vorm wel te benaderen, uit beproeving van grondmonsters.

Zijn de spannings-vervormingsrelaties van de grond bekend, dan kunnen oplossingen verkregen worden met een eindige-elementenmethode.

Het voordeel van deze benadering is, dat de berekening zelf de zone aangeeft waar het potentiële glijvlak zich ontwikkelt, terwijl een vrij volledig inzicht verkregen wordt in de spanningen en vervormingen in het grondmassief. Nadelen van deze methode zijn de gecompliceerde berekening, het vele dure onderzoek vooraf en vooralsnog de onmogelijkheid het werkelijke spannings-vervormingsgedrag van de grond in de berekening in te voeren.

Tot nu toe wordt deze methode dan ook slechts gebruikt in bijzondere gevallen. Voor een min of meer routinematige beoordeling van bestaande of nieuw ontworpen dijkprofielen wordt in de praktijk gebruik gemaakt van de tweede genoemde benadering: glijvlakberekeningen gebaseerd op de methode van het kinematisch mogelijke bezwijkmechanisme. Deze aanpak leidt in normale situaties tot een voldoende betrouwbaar resultaat en is erg aantrekkelijk door de eenvoud van het rekenmodel en de relatief lage kosten.

11.3.1 *Glijvlakberekeningen*

De glijvlakberekeningen geven niet zelf rechtstreeks het potentiële meest gevaarlijke glijvlak. Het glijvlak wordt als randvoorwaarde aan de berekening opgelegd. Uit de resultaten van berekeningen bij een aantal opgegeven glijvlakken kan het potentiële meest gevaarlijke glijvlak, dat is het vlak met de laagste veiligheid tegen afschuiven, worden bepaald.

Er bestaan verscheidene berekeningsmethoden, die te onderscheiden zijn naar de vorm van de beschouwde glijvlakken en naar de schuifspanningsverdeling die langs het glijvlak in rekening wordt gebracht.

De meeste methoden gaan uit van cirkelvormige glijvlakken (figuur 11.2), maar ook spiraalvormige of anders gevormde glijvlakken zijn mogelijk.

Vrijwel alle rekenmethoden zijn twee-dimensionaal van opzet: in de richting loodrecht op de doorsnede wordt het glijvlak gedacht als naar beide zijden oneindig ver uitgestrekt.

Deze paragraaf beperkt zich verder tot deze twee-dimensionale gevallen met cirkelvormige glijvlakken.

In de berekening wordt het evenwicht van krachten beschouwd op de potentieel afschuivende grondmoot of op delen daarvan.

De krachten kunnen worden onderscheiden in enerzijds de uitwendige krachten of belastingen die op de moot aangrijpen, en anderzijds de inwendige krachten en spanningen langs het potentiële glijvlak.

Tot de uitwendige krachten kunnen worden gerekend: het eigen gewicht van de moot grond, verkeersbelastingen, uitwendige waterdrukken, funderingsdrukken van bebouwing, en zo meer. Samengesteld geven deze krachten een resulterende aandrijvende kracht Q op de moot grond. Ten opzichte van het middelpunt m van de glijcirkel geeft de kracht Q een aandrijvend moment $M_a = a \cdot Q$ (figuur 11.2).

De spanningen in de grond langs het glijvlak kunnen worden ontbonden in normaalspanningen σ loodrecht op het glijvlak, en schuifspanningen τ in het glijvlak. De normaalspanning σ kan worden gesplitst in de korrelspanning σ' en de waterspanning u . Ten opzichte van het middelpunt van de cirkel geven deze spanningen een weerstand-biedend moment:

$$M_r = \Sigma(\tau \Delta s r) = \int_{-\theta_2}^{+\theta_1} \tau r^2 d\theta$$

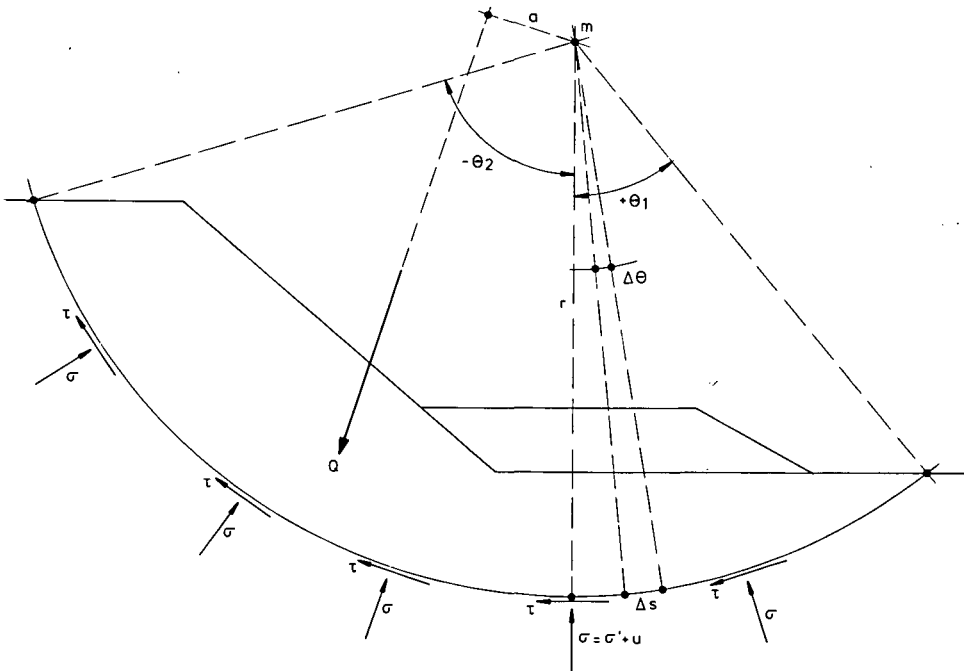
Bij evenwicht van de moot grond geldt $M_a = M_r$.

Het maximale weerstandbiedende moment M_{rm} treedt op als in elk punt van het glijvlak de maximale schuifspanning τ_m is bereikt (par. 8.3.1).

Voor τ_m geldt:

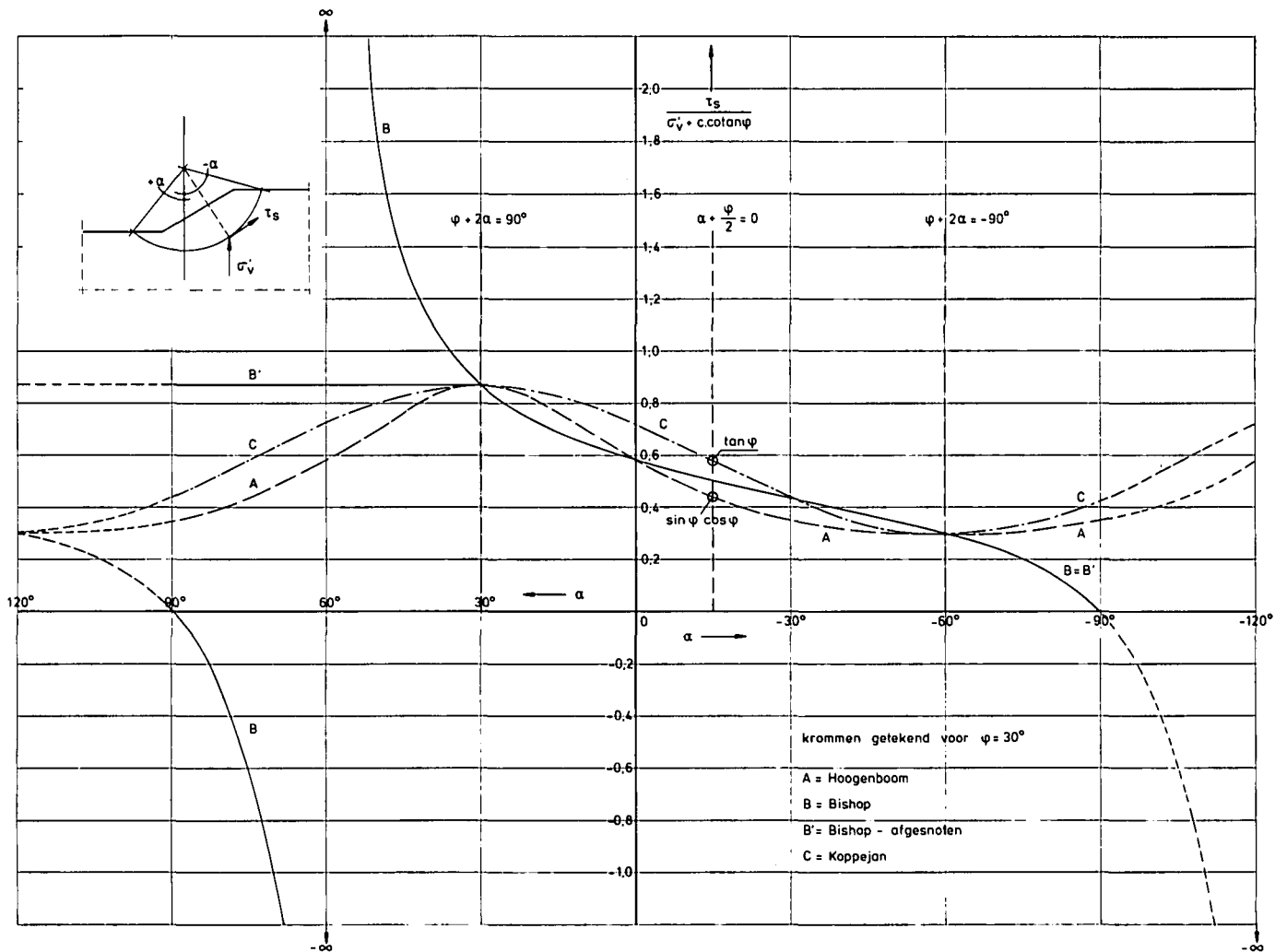
$$\tau_m = c + (\sigma - u) \tan \varphi = c + \sigma' \tan \varphi$$

Om het maximale weerstandbiedende moment te kunnen bepalen, moet het verloop van de maximale schuifspanning τ_m langs het glijvlak bekend zijn. Het verloop van σ' en dus van τ_m langs het glijvlak is echter door het statisch onbepaalde karakter van de constructie niet uit de evenwichtsvoorwaarden alleen af te leiden. Daar het niet mogelijk is de vormveranderingen in de beschouwing te betrekken, zijn in de loop der tijd verscheidene aannamen ten aanzien van het schuifspanningsverloop gedaan. In dit verband kunnen worden genoemd de methoden van Fellenius, Hoogenboom, Koppejan, Bishop, Spencer, Morgenstern & Price en Janbu. Een goed overzicht van deze methoden



figuur 11.2

figuur 11.3



en de daarbij gevolgde benaderingen wordt gegeven in lit. 29. Een illustratie van de verschillen in het veronderstelde maximale schuifspanningsverloop langs het glijvlak bij verschillende methoden geeft figuur 11.3, waarin σ'_v gelijk is aan de verticale korrelspanning, afgeleid uit het gewicht van de bovenliggende grond.

11.3.2 De vereenvoudigde methode van Bishop met afsnuiting

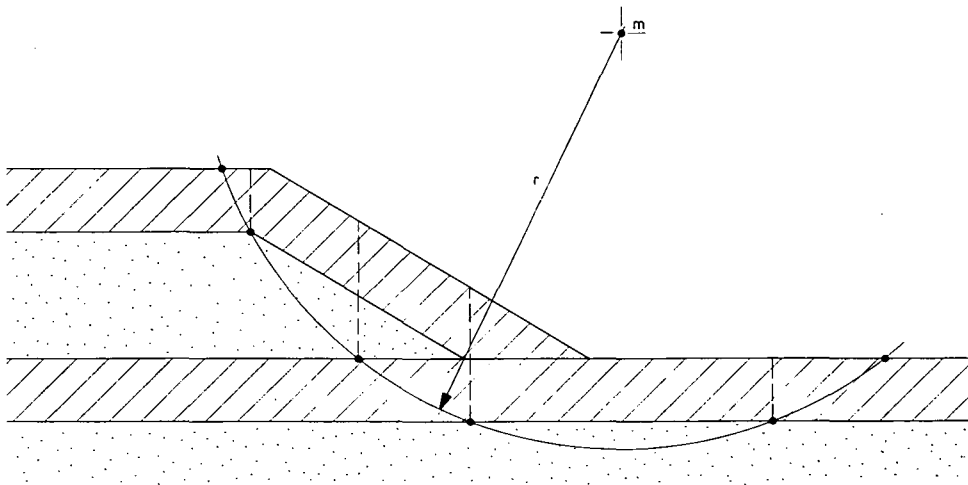
Deze glijvlakberekeningsmethode voldoet in de praktijk goed en wordt veel toegepast. Daarom wordt in deze paragraaf nader ingegaan op de aannamen die eraan ten grondslag liggen. Tevens wordt aandacht gegeven aan een aantal praktische aspecten die bij de berekening van belang zijn.

- Lamelindeling

In het algemeen zijn dijk en ondergrond opgebouwd uit verschillende materialen, zodat een glijcirkel verscheidene grondlagen met verschillende grondeigenschappen kan doorsnijden.

Om hiermee rekening te houden wordt de afschuivende moot grond verdeeld in verticale lamellen, en wel zo dat het gedeelte van het glijvlak per lamel slechts één grondsoort doorsnijdt (figuur 11.4).

Brede lamellen kunnen eventueel verder worden onderverdeeld in smallere lamellen.

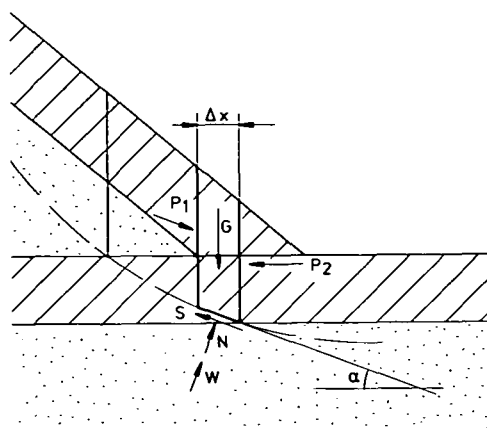


figuur 11.4

- Lamelkrachten en lamelevenwicht

Van elke lamel afzonderlijk wordt het evenwicht beschouwd, om de grootte van de schuifkracht S in het glijvlak te bepalen.

In figuur 11.5 zijn de krachten aangegeven die op de lamel werken. Hierbij wordt verondersteld dat het gewicht G in het midden van de lamel aangrijpt, en dat de schuifweerstand S , de normaalkracht N en de waterdruk W hun aangrijpingspunt hebben in het midden van het glijvlakgedeelte. Hoe smaller de lamellen zijn, des te beter zullen deze aannamen de werkelijkheid benaderen.



figuur 11.5

Het gewicht G van de lamel is nu naar grootte, richting en aangrijpingspunt bekend, evenals de waterdruk W die volgt uit een grondwaterstromingsberekening. Van de normaalkracht N , die betrokken is op korrelspanningen, en van de schuifweerstand S zijn richting en aangrijpingspunt bekend, maar de grootte niet. Van de zogenaamde lamelscheidingskrachten P_1 en P_2 zijn noch de grootte, noch de richting, en evenmin het aangrijpingspunt bekend. Er zijn dus 8 onbekenden. Hiertegenover staan slechts de drie evenwichtsvergelijkingen ($\Sigma V = 0$, $\Sigma H = 0$, $\Sigma M = 0$), en de betrekking $S = C + N \tan \phi$. Er zouden dus nog 4 vormveranderingsvergelijkingen nodig zijn om de onbekenden op te lossen: het systeem is meervoudig statisch onbepaald. Door bepaalde aannamen te doen ten aanzien van betrekkingen tussen onbekenden, of door onbekenden te verwaarlozen, moet nu getracht worden een oplossing te vinden die in grondmechanische zin bevredigend is.

- De vereenvoudigde methode van Bishop

Door Bishop wordt als hypothese gesteld dat de werklijn van de resultante van P_1 en P_2 , net als S , N en W , door het midden van de onderzijde van de lamel gaat. Hiermee wordt aan het momentenevenwicht van de lamel voldaan. Tevens wordt verondersteld dat de resultante van P_1 en P_2 in alle lamellen horizontaal gericht is. De krachten P_1 en P_2 zijn dan niet van belang voor het verticale evenwicht. De grootte van N en $S = C + N \tan \phi$ volgt dan uit het verticale evenwicht.

Per lamel wordt de grootte van S berekend. Het maximale tegenwerkende moment op de afschuivende moot grond volgt nu uit:

$$M_{rm} = \sum_{\text{glijvlak}} S r$$

Aan de voorwaarde van horizontaal evenwicht wordt door Bishop voorbij gegaan. Daarom zal er in het algemeen niet worden voldaan aan het horizontale evenwicht. In de praktijk blijkt deze verwaarlozing echter meestal weinig invloed te hebben op de veiligheid. Als regel is de afwijking ten opzichte van meer correcte rekenmethoden slechts enkele procenten, en dan bovendien nog aan de veilige kant. Een uitzondering moet hierbij gemaakt worden voor situaties met grote horizontale uitwendige belastingen.

- Afsnuiting

Ook in gevallen met steil uittredende glijvlakken leidt de vereenvoudigde methode van Bishop echter tot onbetrouwbare resultaten.

De schuifweerstand aan de onderzijde van een lamel wordt gegeven door:

$$\frac{\tau}{(\sigma'_v + c \cotan \varphi)} = \frac{\sin \varphi \cos \alpha}{\cos (\varphi + \alpha)}$$

hierin is σ'_v de verticale korrelspanning.

Dit verband is als functie van α uitgezet in figuur 11.3. Uit dit verband volgt dat τ oneindig groot wordt voor $\cos (\varphi + \alpha) \rightarrow 0$, dat wil zeggen als $\alpha \rightarrow (90^\circ - \varphi)$. Hierbij wordt het weerstandbiedend moment aanzienlijk overschat. Dit kan worden ondervangen door het laatste gedeelte van de kromme in figuur 11.3 af te snuiten. Gebruikelijk wordt dit gedaan voor $\alpha \geq 45^\circ - \varphi/2$. Daar geldt dan:

$$\frac{\tau}{(\sigma'_v + c \cotan \varphi)} = \frac{\sin \varphi \cos (45^\circ - \varphi/2)}{\cos (45^\circ + \varphi/2)}$$

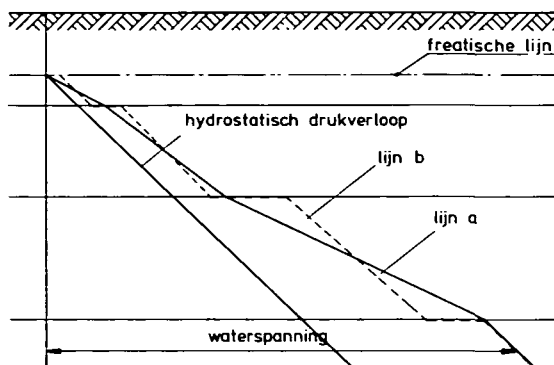
- Invoer van waterspanningen

Bij het te gebruiken berekeningsmodel is een juiste invoer en behandeling van de al dan niet hydrostatische waterspanningen van groot belang.

Een vrijwel exacte weergave van iedere willekeurige waterspanningsverdeling in de grond kan worden verkregen door de waterspanning op te geven in een groot aantal punten, dat volgens een driehoeksnet is gerangschikt.

Een methode die bij stationaire stromingssituaties veel gebruikt wordt, en ook qua presentatie aantrekkelijk is, is die waarbij het verloop van de waterdruk langs de laagscheidingen wordt gegeven met zogenaamde druklijnen. De waterspanningen, verticaal over de laag, volgen dan uit lineaire interpolatie tussen de waterdrukken op de laagscheidingen: zie lijn a in figuur 11.6.

Minder geschikt is de benadering waarbij de waterdruk gegeven wordt door één druklijn per laag, bijvoorbeeld in het midden daarvan. Daarbij worden de waterspanningen over de laag hydrostatisch gedacht: zie lijn b in figuur 11.6. Op deze wijze kunnen bij grotere laagdikten aanzienlijke afwijkingen optreden tussen de werkelijk aanwezige en de in rekening gebrachte waterspanningen. Door dikke lagen in dunne sub-lagen onder te verdelen kan echter aan dit bezwaar redelijk tegemoet worden gekomen.



figuur 11.6

11.3.3 Veiligheid tegen afschuiven

De veiligheid tegen afschuiven moet per aangenomen glijvlak worden gecontroleerd door de ontwerpwaarde voor het aandrijvend moment M_{ad} te vergelijken met de ontwerpwaarde voor het maximale weerstandbiedende moment M_{rmd} (vgl. B_d und S_d in hoofdstuk 6). Om de kans op overschrijding van de grenstoestand afschuiven voldoende klein te doen zijn, moet gelden:

$$M_{rmd} - M_{ad} \geq 0$$

Een eventueel aanwezige extra veiligheidsmarge wordt beter tot uitdrukking gebracht durch de voorwaarde $M_{rmd} - M_{ad} \geq 0$ te formulieren als:

$$\gamma = \frac{M_{rmd}}{M_{ad}} \geq 1,0$$

Voor het bepalen van M_{ad} und M_{rmd} wordt die folgende benadering anbevolen. Men moet uitgaan von een ontwerpprofiel, mit ontwerpwaarden für geometrische parameters zoals taludhellingen, kruinhoogte und -breedte, und laagdikten (hoofdstuk 6). Die ontwerpwaarde für een laagdikte in een samengesteld pakket dient bepaald te worden volgens $a_d = a_r - \Delta a$ bij relatief goede wrijvingseigenschaften und volgens $a_d = a_r + \Delta a$ bij relatief schlechte wrijvingseigenschaften. Von Δa kan een schatting gemaakt worden aan de hand von het ter plaatse verrichte grondonderzoek.

Aan de verschillende lagen in dijk en ondergrond moeten ontwerpwaarden worden toegekend voor de grondeigenschappen ϱ , $\tan \varphi$ en c . Deze ontwerpwaarden volgen via de materiaalfactor γ_m uit de karakteristieke waarden (par. 9.7.1 en 9.7.2). Daar de volumieke massa van de grond ϱ zowel aan de belasting- als aan de sterktekant voorkomt, wordt aanbevolen hiervoor als karakteristieke waarde een schatting van het gemiddelde te nemen met een onderschrijdingskans van 50%, dit is het steekproefgemiddelde. De belastingen die op de dijk werken, moeten ook door ontwerpwaarden in de berekening worden ingevoerd. Als ontwerpbelastingen mogen worden beschouwd:

- de uitwendige, hydrostatische waterdrukken behorend bij de buitendijkse en binnendijkse ontwerpwaterstanden en -grondwaterpeilen;
- het eigen gewicht van het afschuivende gronddeel, bepaald op basis van de ontwerpwaarden voor het volumieke gewicht en de geometrie ervan;
- de verkeersbelasting, volgens par. 7.3;
- de waterspanningen in de grond, bepaald uit een grondwaterstromingsmodel of -berekening op basis van ontwerpwaarden voor de geo-hydrologische parameters, en met de eerder genoemde ontwerpwaterstanden en -grondwaterpeilen als randvoorwaarden.

De ontwerpwaarde M_{ad} voor het aandrijvende moment wordt verkregen door de waarde van het aandrijvende moment op basis van de ontwerpwaarden voor belastingen F en geometrie a te vermenigvuldigen met de schade- of belangrijkheidsfactor γ_n , en met de gevoeligheidsfactor γ_d voor de onzekerheden in het rekenmodel (zie hoofdstuk 6). Er geldt:

$$M_{ad} = \gamma_n \gamma_d M_a(F_d, a_d)$$

De ontwerpwaarde M_{rmd} voor het maximale weerstandbiedende moment volgt uit de ontwerpwaarden voor de grondeigenschappen ϱ , $\tan \varphi$ en c , de waterspanningen u en de geometrie a . Ofwel:

$$M_{rmd} = M_{rm}(\varrho_d, (\tan \varphi)_d, c_d, u_d, a_d)$$

Aan de veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud en het buitentalud behoeven niet dezelfde eisen gesteld te worden. Daarom wordt aanbevolen te rekenen met:

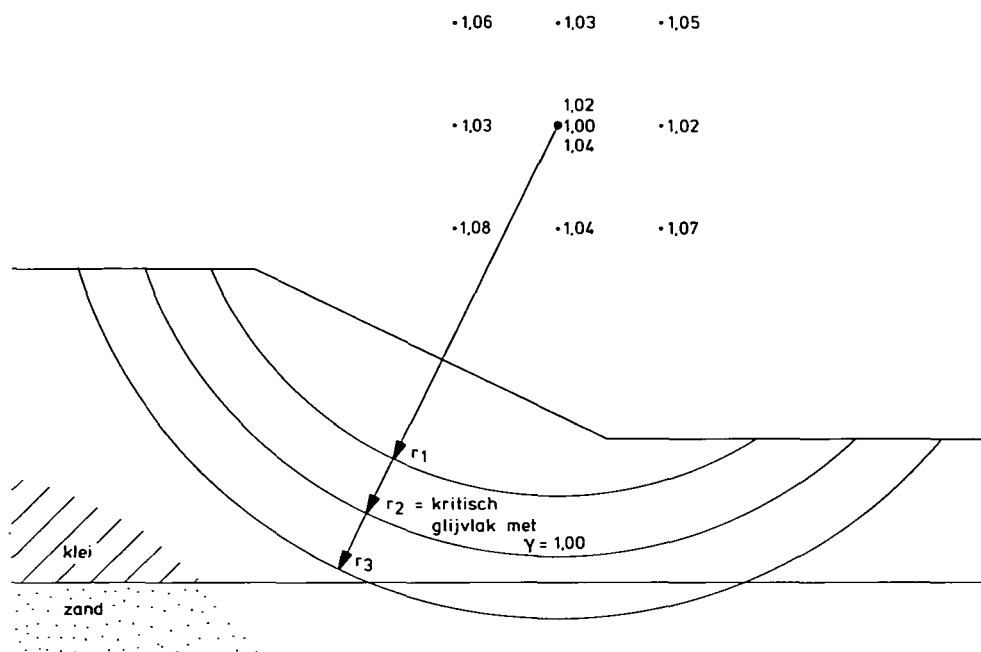
$\gamma_n = 1,1$ en $\gamma_d = 1,0$ voor het binnentalud,

$\gamma_n = 1,0$ en $\gamma_d = 1,0$ voor het buitentalud.

De meest kritische glijcirkel wordt bepaald door bij een voldoende fijn verdeeld raster van aangenomen middelpunten, glijcirkels met verschillende stralen door te rekenen. De cirkel met de laagste waarde voor

$$\gamma = \frac{M_{rmd}}{M_{ad}}$$

wordt beschouwd als de kritische cirkel. Deze cirkel moet ten aanzien van middelpunten en stralen ingesloten zijn door cirkels met hogere waarden voor γ (figuur 11.7). Van de te onderzoeken cirkels dienen er altijd een aantal de zandondergrond onder een afdekkend klei- of veenpakket aan te snijden.



figuur 11.7

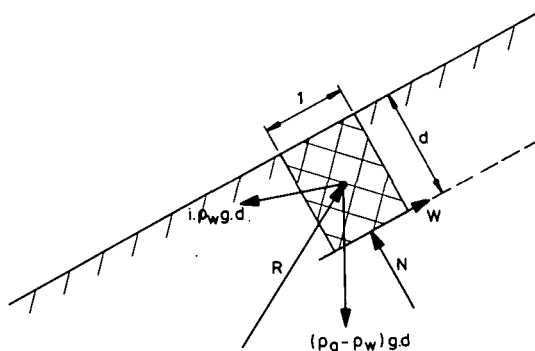
11.4 Stabiliteit van oppervlaktelagen

Deze paragraaf richt zich op de stabiliteit van grondlagen van beperkte dikte aan het oppervlak van een lang talud onder invloed van stromend grondwater, de zogenaamde microstabiliteit.

Het gaat hier vooral om het evenwicht langs rechte glijvlakken, evenwijdig aan het talud, maar met het oog op uitspoeling wordt ook het evenwicht in de richting loodrecht op het talud beschouwd.

De krachten die op een blokje grond – met de eenheidsoppervlakte en een dikte d – in het talud werken, zijn (figuur 11.8):

- het eigen gewicht $\rho_g g d$,
- de opwaartse waterdruk $\rho_w g d$,
- de stromingskracht $i \cdot \rho_w g d$,
- een reactiekracht R van de grond, te splitsen in een normaalkracht N en een wrijvingskracht $W = C + N \tan \varphi$ in het glijvlak.



figuur 11.8

Drie gevallen verdienen de aandacht:

- uittredend grondwater bij taluds onder water;
- uittredend grondwater bij taluds boven water;
- evenwijdig afstromend grondwater bij taluds boven water.

In de volgende paragrafen wordt een en ander verder uitgewerkt. In wezen gaat het om een aantal bijzondere gevallen van de in par. 11.3 beschouwde glijvlakstabiliteit. Meer informatie is te vinden in lit. 14 en 15.

11.4.1 Stromingskracht en verhang van de grondwaterstroming

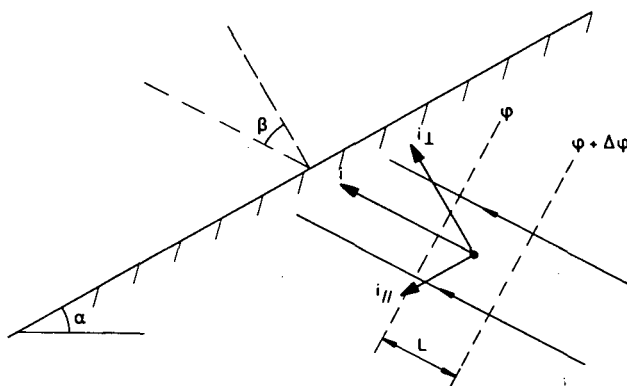
De stromingskracht wordt in richting en grootte bepaald door het verhang van de grondwaterstroming, de vector i .

De richting en de grootte van het verhang zijn afhankelijk van de beschouwde situatie. Het verhang i kan ontbonden worden in een component evenwijdig aan het talud, $i_{\parallel}$, en een component loodrecht op het talud, $i_{\perp}$. Figuur 11.9 laat zien dat in het algemeen geldt:

$$i = \frac{\Delta\phi}{L}$$

$$i_{\parallel} = i \sin \beta$$

$$i_{\perp} = i \cos \beta$$



figuur 11.9

De voorgaande bijzondere gevallen worden nu nader beschouwd.

a. Uittredend grondwater bij taluds onder water.

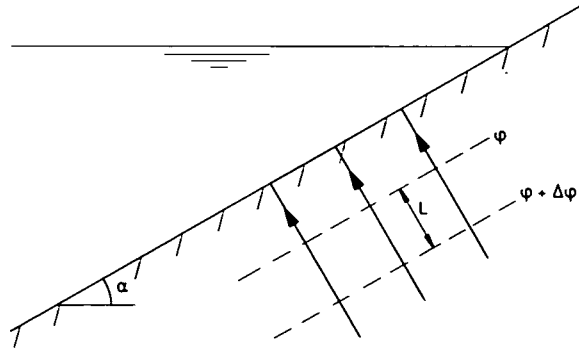
Het oppervlak van een talud onder water is een equipotentiaalvlak, zodat het grondwater - bij isotrope doorlatendheid van de grond - loodrecht uittreedt. De richting van het verhang ligt vast. De grootte kan echter variëren, en wordt bepaald door de opbouw en doorlatendheidsverhoudingen van het doorstroomde grondprofiel.

Uit figuur 11.10 volgt voor $\beta = 0^\circ$:

$$i = \frac{\Delta\varphi}{L}$$

$$i_{\parallel} = 0$$

$$i_{\perp} = i$$



figuur 11.10

b. Uittredend grondwater bij taluds boven water.

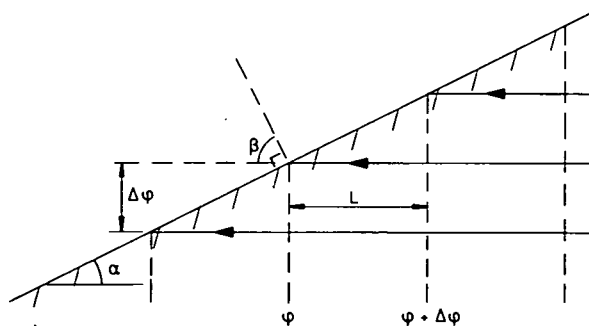
Dit kan zich bijvoorbeeld voordoen bij binnentaluds van dijken. Het meest ongunstig is de situatie bij horizontaal uittredend water.

Uit figuur 11.11 volgt voor $\beta = 90^\circ - \alpha$:

$$i = \frac{\Delta\varphi}{L} = \tan \alpha$$

$$i_{\parallel} = i \cos \alpha$$

$$i_{\perp} = i \sin \alpha$$



figuur 11.11

c. Evenwijdig afstromend grondwater bij taluds boven water.

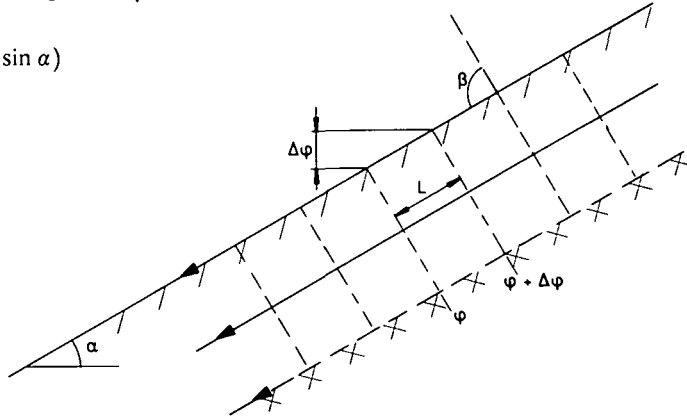
Dit geval kan zich voordoen bij een relatief goed doorlatende top laag op een slecht doorlatende onderlaag.

Uit figuur 11.12 volgt voor $\beta = 90^\circ$:

$$i = \frac{\Delta\varphi}{L} (= \sin \alpha)$$

$$i_{\parallel} = \sin \alpha$$

$$i_{\perp} = 0$$



figuur 11.12

11.4.2 Evenwicht evenwijdig aan en loodrecht op het talud

Voor afschuiving evenwijdig aan het talud zijn de volgende krachten van belang:

- de aandrijvende kracht: $T = (q_g - q_w)gd \sin \alpha + i_{\parallel} q_w g d$
- de weerstandbiedende kracht: $W = c + [(q_g - q_w)gd \cos \alpha - i_{\perp} q_w g d] \tan \varphi$

Om de grenstoestand afschuiven voldoende uit te sluiten moet gelden $W_d - T_d \geq 0$. Hierin zijn W_d en T_d de ontwerpwaarden voor de weerstandbiedende en de aandrijvende kracht. Deze volgen uit W en T na toepassing van de materiaalfactor γ_m , de schadefactor γ_n en de gevoeligheidsfactor γ_d (zie hoofdstuk 6) volgens:

$$W_d = \frac{c}{\gamma_m} + \left(\frac{q_g - q_w}{\gamma_m} g d \cos \alpha - i_{\perp} \frac{q_w}{\gamma_m} g d \right) \frac{\tan \varphi}{\gamma_m}$$

$$T_d = \gamma_n \gamma_d \left(\frac{q_g - q_w}{\gamma_m} g d \sin \alpha + i_{\parallel} \frac{q_w}{\gamma_m} g d \right)$$

Voor de waarden van q , c en $\tan \varphi$ in deze formules moeten representatieve waarden (par. 9.7) genomen worden. Voor de waarden van $i_{\perp}$ en $i_{\parallel}$ worden ontwerpwaarden gebruikt, die volgen uit berekeningen gebaseerd op ontwerpwaarden voor de geo-hydrologische parameters, en op ontwerpwaarden voor de hydraulische randvoorwaarden.

De aanwezigheid van enige cohesie in de grond is gunstig voor de stabiliteit. De invloed van de cohesie is het grootst nabij het oppervlak.

Afhankelijk van de waarde van de factoren γ_m , γ_n en γ_d kan er een kritieke diepte d_{kr} bepaald worden; daar beneden is de benodigde veiligheid niet meer aanwezig (par. 11.4.4).

Voor gevallen waarin op het talud een bovenbelasting aanwezig is als gevolg van een steenbestorting of een filterconstructie, wordt verwezen naar lit. 15.

Met het oog op uitspoeling van gronddeeltjes kan het evenwicht loodrecht op het talud beschouwd worden. Gaat men uit van cohesieloze grond, en verwaarloost men de inwendige wrijving, dan zijn hierbij de volgende krachten van belang:

- de aandrijvende kracht $I = i_{\perp} q_w g d$;
- de weerstandbiedende kracht $V = (q_g - q_w) g d \cos \alpha$.

De ontwerpwaarden I_d en V_d volgen na toepassing van de verschillende partiële factoren uit I en V :

$$I_d = \gamma_n \gamma_d i_{\perp} q_w g d$$

$$V_d = \frac{q_g - q_w}{\gamma_m} g d \cos \alpha$$

Om de grenstoestand uitspoelen voldoende uit te sluiten moet gelden $V_d - I_d \geq 0$.

11.4.3 Toe te passen partiële veiligheidsfactoren

Er wordt aanbevolen ten aanzien van afschuiving evenwijdig aan het talud de volgende factoren aan te houden:

$$\begin{aligned} \gamma_n &= 1,1 \text{ en } \gamma_d = 1,1 \text{ bij binnentaluds,} \\ \gamma_n &= 1,0 \text{ en } \gamma_d = 1,1 \text{ bij buitentaluds.} \end{aligned}$$

Voor de waarde van γ_m zij verwezen naar par. 9.7.2.

In par. 11.5.1 wordt op grond van praktijkervaring aanbevolen, bij verticaal uittredend water uit horizontale grondlagen geen groter verhang toe te laten dan $i = 0,5$.

Op grond hiervan wordt ten aanzien van uitspoeling van zanddeeltjes uit een talud aanbevolen, voor de factoren γ_n en γ_d uit te gaan van:

$$\gamma_n \gamma_d = 2,0.$$

11.4.4 Enige toepassingen

Nu volgt een uitwerking en grafische weergave van de evenwichtsvoorwaarden die in het voorgaande zijn afgeleid; daarbij worden gangbare ontwerpwaarden van geometrische en grondmechanische parameters gebruikt.

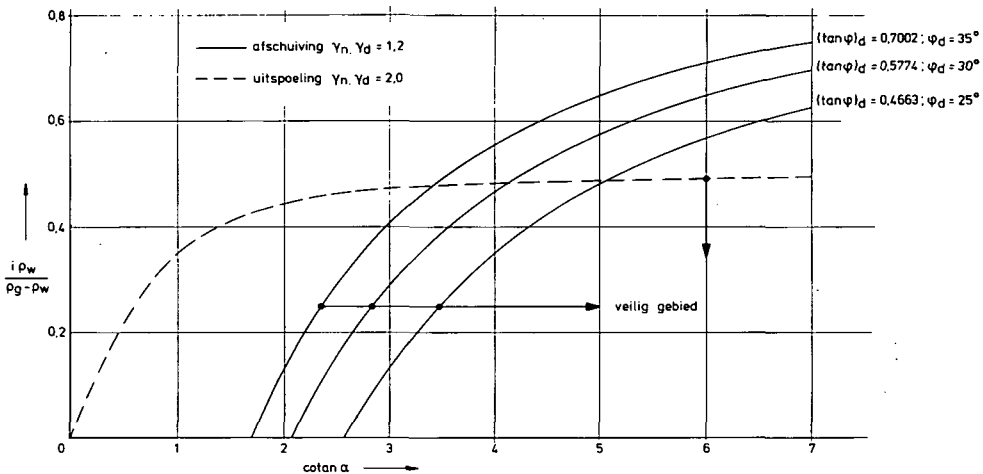
a. Loodrecht uittredend grondwater bij taluds onder water

Dit is vooral van belang bij binnendijs gelegen wielen en dergelijke. Daar die meestal tamelijk diep in de zandondergrond reiken, wordt uitgegaan van zandig, cohesieloos materiaal.

Aan de voorwaarde voor evenwicht ten aanzien van afschuiving evenwijdig aan het talud kan alleen worden voldaan bij bepaalde waarden van het uittreeverhang i en de taludhelling α .

Ook uit het evenwicht loodrecht op het talud, van belang met het oog op uitspoeling, volgt een dergelijke relatie. Beide relaties zijn in figuur 11.13 weergegeven.

Door beide voorwaarden te zamen wordt er een veilig gebied begrensd. Bij steile taluds is afschuiving maatgevend, terwijl bij flauwe taluds uitspoeling maatgevend wordt. Daar met cohesie niet wordt gerekend, speelt de dikte van de laag geen rol.



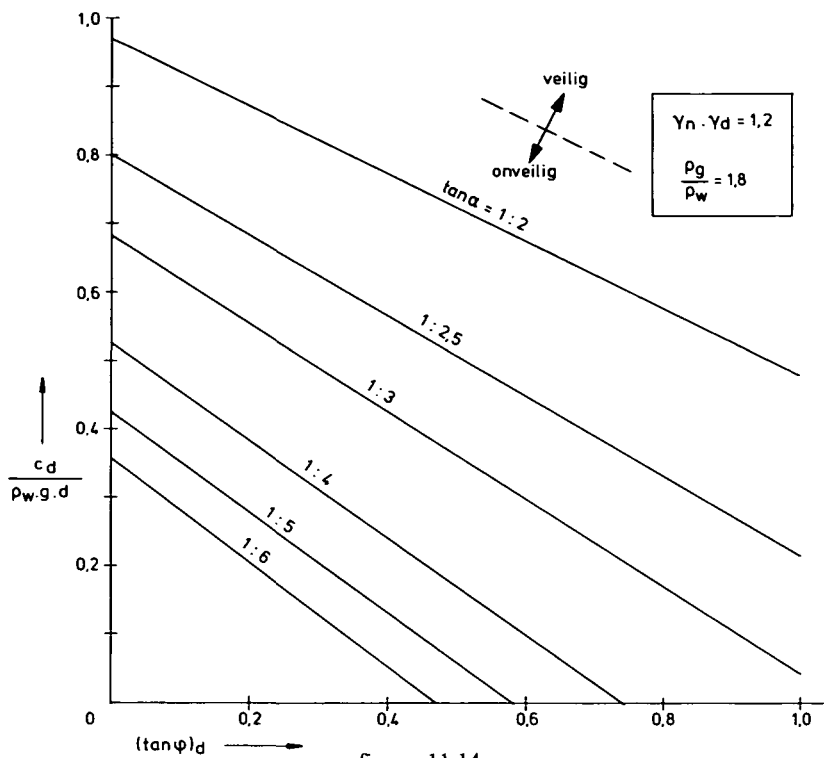
figuur 11.13

b. Horizontaal uittredend grondwater bij taluds boven water

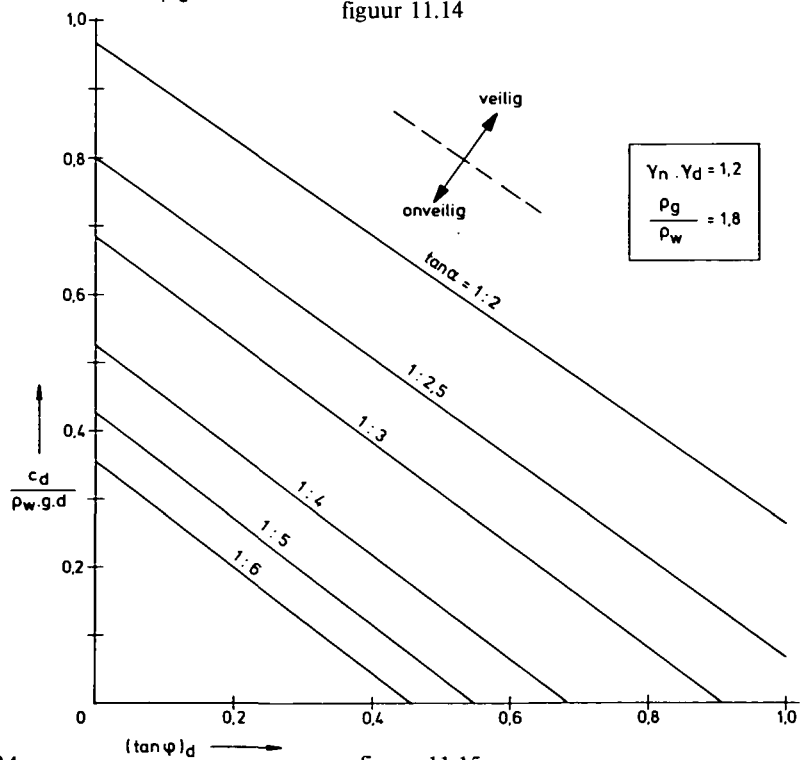
Dit kan vooral voorkomen bij binnentaluds van dijken. Er wordt daarom uitgegaan van cohesieve grond. De relatie tussen de verschillende parameters, volgend uit het evenwicht ten aanzien van afschuiving evenwijdig aan het talud, is in figuur 11.14 weergegeven voor $q_g/q_w = 1,8$. Het evenwicht loodrecht op het talud, bepalend voor eventuele uitspoeling, blijkt niet maatgevend te zijn.

c. Evenwijdig afstromend grondwater bij taluds boven water

Dit is vooral van belang bij kleidijken met een zekere structuurvorming in de top laag op het binnen- of binnentalud. Het afstromende grondwater kan afkomstig zijn van in het talud infiltrerend water, door bijvoorbeeld neerslag of golfoverslag. Uitgegaan wordt van grond met cohesie. Uit het evenwicht ten aanzien van afschuiving volgt de in figuur 11.15 weergegeven relatie tussen de verschillende parameters bij $q_g/q_w = 1,8$.



figuur 11.14



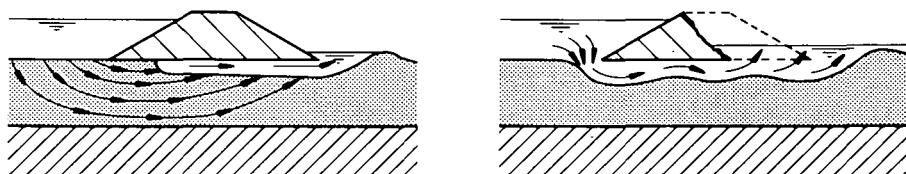
figuur 11.15

11.5 Zandmeevoerende wellen

Zandmeevoerende wellen zijn bij rivierdijken een bekend verschijnsel. Ze manifesteren zich vooral bij hogere waterstanden op de rivier.

Deze wellen zijn te beschrijven als een geconcentreerde uitstroming van grondwater, waarbij de snelheid van het opwellende water zo groot is dat er gronddeeltjes worden meegevoerd.

Door terugschrijdende erosie kunnen in de grond holten en gangen ontstaan. De grondwaterstroming kan zich daarop concentreren, waardoor het proces in stand blijft of versterkt wordt (figuur 11.16). Dit zal zich hoofdzakelijk voordoen in niet-cohesieve gronden, met name in fijn, uniform verdeeld zand.



figuur 11.16

Er zijn echter ook wellen gesignaleerd, die aanvankelijk veel zand opbrachten, maar na verloop van tijd alleen nog water gaven. Dit kan het gevolg zijn van:

- afzetting van zand in een kratervorm rond de wel, waardoor het verhang van de grondwaterstroming afneemt;
- de ontlastende werking die de wellen kunnen hebben voor de grondwaterdruk onder afdekkende lagen, bij voldoende weerstand in de totale kwelweg om het debiet te beperken;
- de filterwerking van een resterend grofkorrelig skelet in de grond, na uitspoeling van de fijnere fracties.

Het gevaar van zandmeevoerende wellen is, dat zand wordt afgevoerd van onder de dijk, die daardoor ondermijnd wordt. Uiteindelijk kan zelfs verzakking en doorbraak van de dijk optreden. Ook een ogenschijnlijk onschuldige wel van geringe afmetingen kan in korte tijd tot een calamiteit leiden, zoals te Zalk in 1926.

Onder welke omstandigheden een wel zich explosief zal ontwikkelen is niet goed te voorspellen. De lokale grondopbouw en grondeigenschappen zijn van groot belang, maar die zijn in detail vaak niet of slechts bij benadering vast te stellen.

Voorzichtigheid ten aanzien van dit verschijnsel is dus geboden.

Het verdient daarom aanbeveling de dijk zo te ontwerpen dat er in het binnentalud, noch in het binnendijks maaiveld tot op voldoende afstand van de dijk, grote uittreeverhangen of grote uitstroomsnelheden van het kwelwater kunnen optreden.

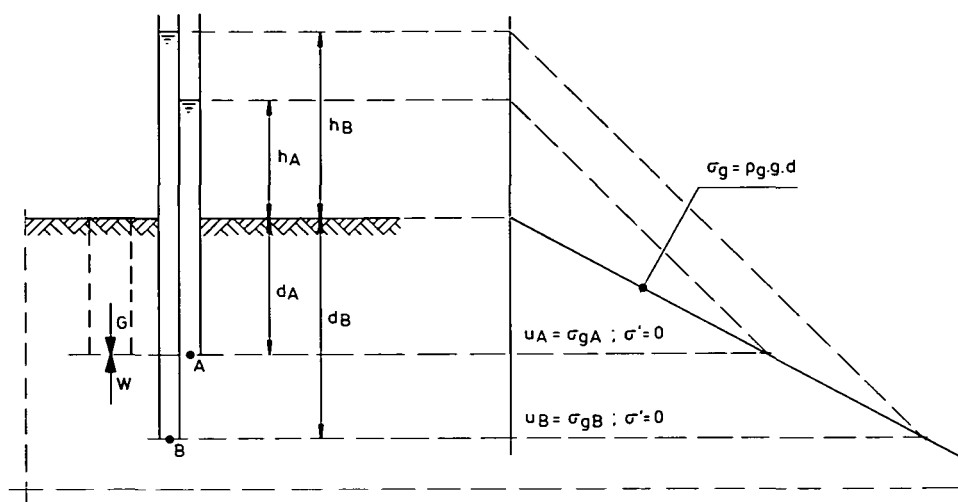
De volgende paragrafen geven een verdere uitwerking, die grotendeels berust op reeds lang bekende ervaring en gegevens uit de literatuur. Gewezen wordt echter ook op het onderzoek dat de laatste jaren in opdracht van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen is uitgevoerd bij het Laboratorium voor Grondmechanica. De resultaten van dit onderzoek zijn samengevat in lit. 32. Daar dit onderzoek zich beperkte tot enkele bijzondere gevallen, kunnen hieraan echter geen algemeen geldende regels worden ontleend.

11.5.1 *Ontwerpcriteria*

Bij het wegspoelen van gronddeeltjes uit het oppervlak van de grond speelt het uittreeverhang en de uittreesnelheid van het kwelwater een belangrijke rol. Ter voorkoming van zandmeevoerende wellen dient daarom het uittreeverhang beperkt te worden.

Een grenswaarde voor dit verhang kan worden ontleend aan de situatie waarbij in de grond de waterspanningen zo hoog worden, dat de korrelspanningen worden opgeheven.

In figuur 11.17 is deze situatie geschetst voor opwellend water uit een horizontaal grondoppervlak.



figuur 11.17

De grondwaterdruk W op een bepaalde diepte is gelijk aan het gewicht G van de bovenliggende, met water verzadigde grond.

Op een diepte d geldt dat de stijghoogte h van het grondwater ten opzichte van het maaiveld, gelijk is aan:

$$h = \frac{(q_g - q_w) g d}{q_w g}$$

Het verhang van de grondwaterstroming hierbij, ook wel het kritieke verhang i_{kr} genoemd, volgt uit:

$$i_{kr} = \frac{h}{d} = \frac{\rho_g - \rho_w}{\rho_w}$$

Voor zand volgt dan $i_{kr} = 0,9$ à $1,0$ voor $\rho_g = 1900$ à 2000 kg/m^3 en $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$.

De hierboven beschreven toestand wordt wel aangeduid met begrippen als hydraulische grondbreuk en drijfzand.

In een homogeen grondpakket zal het optreden van i_{kr} niet tot transport van gronddeeltjes leiden, omdat de snelheid van het uittredende water daar te gering voor is.

In de praktijk zal de grondslag echter nooit homogeen zijn. Er zullen altijd variaties zijn in pakking, korrelgradering en doorlatendheid. Dit kan er toe leiden dat er al uitspoeling van gronddeeltjes optreedt bij kleinere verhangen dan het kritieke verhang berekend voor homogene grond. Het is daarom nodig een veiligheidsmarge te hanteren ten opzichte van i_{kr} .

Ervaringen bij dijken langs de Mississippi en de Donau, en bij de Nederlandse rivierdijken leren dat bij een opwaarts gerichte grondwaterstroming uit een zandondergrond door afdekkende, zandige kleilagen ($\rho_g = 1800$ à 1900 kg/m^3), zandmeevoerende wellen kunnen worden verwacht bij uittreeverhangen groter dan $i = 0,5$ (lit. 17). Bij afdekkende lagen wordt hier onder het uittreeverhang verstaan: het gemiddelde verticale verhang over de afdekkende laag.

Ter voorkoming van zandmeevoerende wellen kan men op grond van het bovenstaande als uitgangspunt nemen dat het verticale uittreeverhang i niet groter dan $0,5$ mag zijn. In zandgrond ($\rho_g = 1900$ à 2000 kg/m^3) is er dan een veiligheidsfactor $\gamma = 1,8$ à $2,0$ aanwezig ten opzichte van het kritieke verhang in zand.

Bij afdekkende klei- of veenlagen met een zeer lage volumieke massa bestaat de mogelijkheid dat de laag opbarst vóórdat het verhang i de waarde van $0,5$ bereikt; dan zal de waterdruk W onder de laag niet groter kunnen worden dan het gewicht G van de laag. Dat in deze situatie, bij het resulterende kleine gemiddelde verhang, toch zand wordt afgevoerd, mag zeker niet worden uitgesloten.

Gelet op het bovenstaande wordt aanbevolen, ter voorkoming van opbarsten en vorming van zandmeevoerende wellen, aan de binnenteeën van de dijk voorlopig als voorwaarden te stellen:

- a. bij het ontbreken van afdekkende lagen: $i \leq 0,5$;
- b. bij aanwezigheid van afdekkende lagen: $i \leq 0,5$ en $G - W > 0$.

Aan deze voorwaarden is op verschillende wijzen te voldoen.

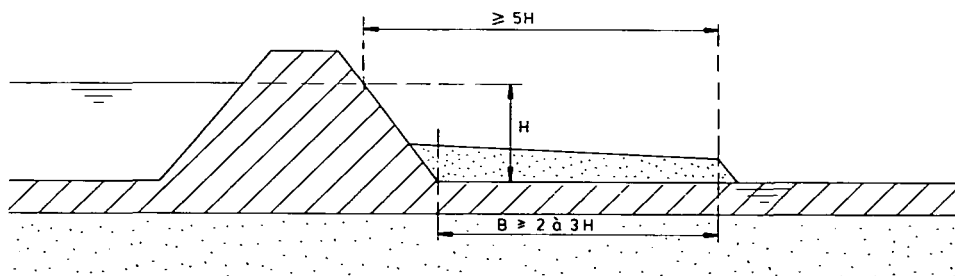
Ontbreken binnendijs de afdekkende lagen, dan is verkleining van het uittreeverhang te bereiken door verlenging van de kwelweg, bijvoorbeeld met afdekkende lagen in het

voorland, of door verkleining van het totale verval; hierbij kan gedacht worden aan maaiveldverhoging bij de binnenteen met een zandaanvulling of aan het opzetten van het binnendijkse waterpeil binnen kwelkaden. Ook filterconstructies kunnen een goede oplossing geven.

Bij afdekkende lagen binnendijs kan men de volgende maatregelen overwegen: potentiaalverlaging bij de binnenteen door ontlastbronnen of andere drainagewerken, of gehele of gedeeltelijke afsluiting van het watervoerend pakket als dat tenminste niet te dik is (par. 12.1.9). Het voordeel van deze methoden is dat, als er bij de binnenteen geen wellen meer op kunnen treden, ze ook verder landinwaarts niet meer te verwachten zijn. De hoge kosten, de landschappelijk vaak minder fraaie aanblik en de kwetsbaarheid maken deze oplossingen echter niet algemeen toepasbaar.

Een andere, veel toegepaste oplossing wordt gevonden in ophoging van berm of maaiveld teneinde het verhang over de afdekkende laag in een bepaalde zone achter de dijk te verkleinen. Achter deze berm kunnen dan echter nog wel zandmeevoerende wellen optreden. Hoe groot de afstand tussen deze wellen en de binnenteen moet zijn om de dijk niet in gevaar te brengen, hangt in principe af van het erosiepatroon van de wellen in de zandondergrond. Hieromtrent bestaat kwalitatief en kwantitatief echter nog slechts een beperkt inzicht.

Aanbevolen wordt voorlopig uit te gaan van een bufferzone met een breedte B van minimaal 2 à 3 maal de kerende hoogte H van de dijk; in dat gebied moet men opbarsten van de laag en zandmeevoerende wellen voorkomen (figuur 11.18).



figuur 11.18

Bij de keuze van de breedte B kan rekening gehouden worden met de breedte van het dijkprofiel; bij een relatief breed dijkprofiel bijvoorbeeld, met taluds van 1 : 3 of flauwer, neemt men $B \approx 2H$, en bij een smal dijkprofiel $B \approx 3H$. De bufferzone zal in alle gevallen moeten reiken tot een afstand van $5H$, gemeten vanuit het snijpunt van de ontwerpwaterstand met het binnentalud.

De aanbevolen breedte voor de bufferzone is ook van belang voor de glijvlakstabiliteit van het binnentalud. Ook vanuit dat oogpunt gezien is het wenselijk dat er langs de binnenteen een zone is waar in de grond nog enige korrelspanning aanwezig is.

Gezien de afstand tot de dijk kan overwogen worden, aan het einde van de bufferzone te volstaan met een geringere veiligheid in het verticale verhang.
Hier zou als voorwaarde kunnen gelden:

- a. bij ontbreken van afdekkende lagen: $i \leq 0,7$
- b. bij aanwezigheid van afdekkende lagen: $i \leq 0,7$ en $G - W > 0$.

Hiermee wordt tevens een meer geleidelijke overgang van de berm naar het maaiveld bereikt.

In het verleden zijn, onder andere door Bligh (1912) en Lane (1935), ontwerpregels opgesteld ten aanzien van zandmeevoerende wellen en onderloopsheid bij stenen dammen, op basis van een statistische analyse van bezwaken en niet bezwaken constructies. Hierbij werd een minimaal benodigde kwelweg met lengte L_b onder de constructie bepaald bij het totale verval H over de constructie, volgens:

$$L_b = c_w H$$

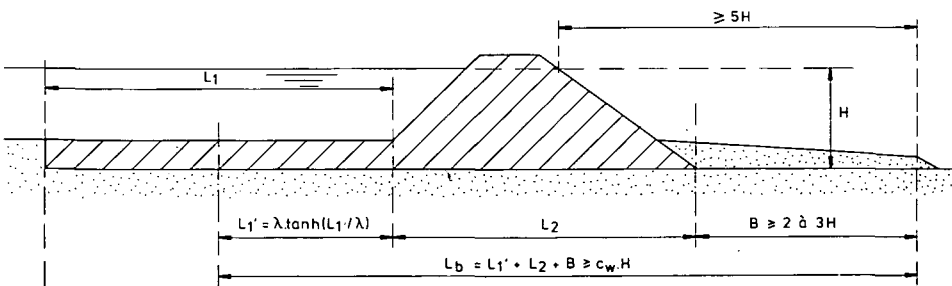
De coëfficiënt c_w is afhankelijk van de grondsoort.

Voor de definitie van de kwellengte L_b bij kunstwerken en de grootte van de coëfficiënt c_w wordt verwezen naar de literatuur (lit. 17).

Deze regels, hoewel oorspronkelijk bedoeld voor kunstwerken, hebben in Nederland en elders ook toepassing gevonden bij rivierdijken, ter bepaling van een minimaal vereiste kwellengte in de zandondergrond onder een ondoorlatende kleidijk en eventueel aanwezige slecht doorlatende, afdekkende lagen in de uiterwaard. Voor Nederlandse omstandigheden komt dit globaal neer op een kwellengte $L_b \approx 15 H$ (vergelijk de lengte volgens Bligh: variërend van $12 H$ voor grof zand tot $18 H$ voor fijn zand).

Het intreepunt van de grondwaterstroming kan bij de buitenteen genomen worden of – bij slecht doorlatende lagen in de uiterwaard – op een afstand $L_1' = \lambda \tanh(L_1/\lambda)$ van de buitenteen (zie ook hoofdstuk 10 en appendix B-2).

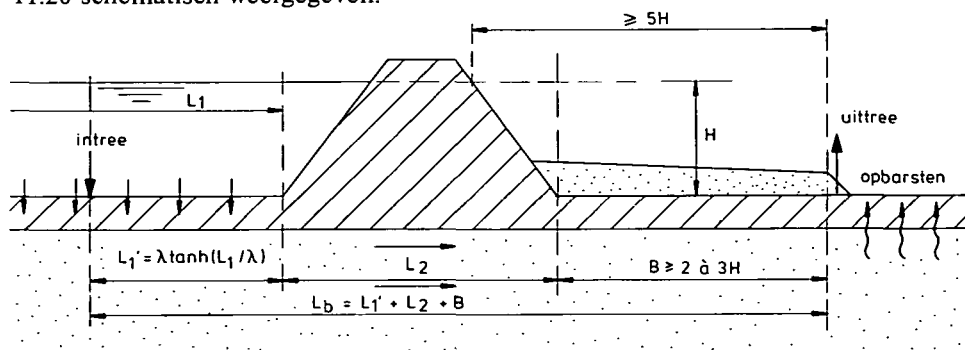
Als er binnendijs geen afdekkende lagen aanwezig zijn, kan als uitreepunt het einde van de bufferzone genomen worden (figuur 11.19).



figuur 11.19

Bij slecht doorlatende deklagen binnendijs, die zo zwaar zijn dat opbarsten niet voor kan komen, is er geen sprake van een uittreepunt. Toepassing van een minimaal benodigde kwelweg volgens Bligh of Lane is in zo'n geval niet zinvol.

Bij afdekkende lagen die opbarsten onder invloed van de waterdruk in de zandondergrond, kan het uittreepunt gekozen worden op de dichtst bij de dijk gelegen plaats van opbarsten. In het algemeen dus op een afstand van 5 maal de kerende hoogte H , gemeten vanaf het snijpunt van MHW met het binnentalud. Ter illustratie is dit in figuur 11.20 schematisch weergegeven.

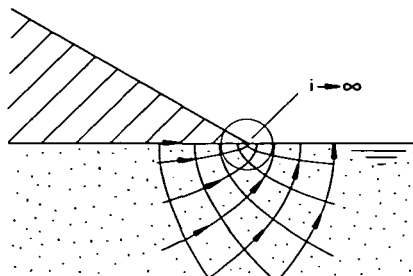


figuur 11.20

11.5.2 Maatregelen ter voorkoming of beperking van zandmeevoerende wellen

Naast de in par. 11.5.1 genoemde ontwerpcriteria kunnen in algemene zin nog een aantal maatregelen worden aanbevolen ter voorkoming of beperking van zandmeevoerende wellen. Hieraan dient niet alleen bij het ontwerp, maar ook bij het beheer en onderhoud aandacht te worden geschonken.

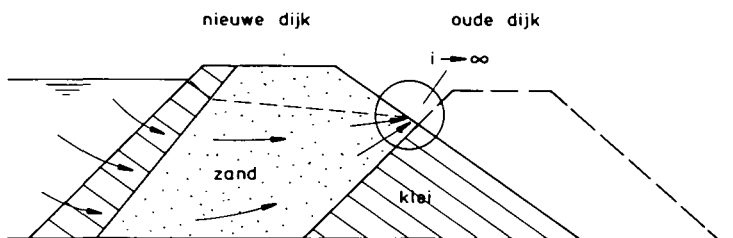
- Grote kwel en hoge waterspanningen kunnen bij een dijk voorkomen worden door het voorland met daarop aanwezige afsluitende lagen zoveel mogelijk in stand te houden of te herstellen. Bij het ontwerp dient rekening te worden gehouden met het ontgrondingenbeleid in de uiterwaard.



figuur 11.21

- b. Geconcentreerde uitstroming van kwelwater uit het binnentalud en het maaiveld direct achter een dijk moet voorkomen worden. Speciaal moet hierbij aandacht geschonken worden aan mogelijke kwel langs vreemde elementen, zoals leidingkruisingen, damwanden, heipalen, putten en kelders.

Boor- en sondeergaten dienen deskundig en met zorg te worden afgedicht (lit. 13). Ook moeten concentraties van stroom- en potentiaallijnen door een onjuiste opbouw en vormgeving van het dijklichaam voorkomen worden. De figuren 11.21 en 11.22 illustreren dit.



figuur 11.22

- c. Als sterke kwel in en nabij een dijk niet te vermijden is, is een beheerste uitstroming mogelijk, zonder erosie van de grond, door het toepassen van filterconstructies. Hiervoor zij verder verwezen naar par. 12.1.7.

- d. Men moet zoveel mogelijk voorkomen dat er sloten liggen in de nabijheid van de dijk, zowel parallel aan als haaks op de dijk. Dit geldt zeker voor sloten die een afsluitende laag geheel of voor een groot gedeelte doorsnijden.

Buitendijks vormen sloten een dicht bij de dijk gelegen intreepunt. In binnendijkse sloten komen vaak wellen voor die moeilijk waar te nemen zijn, en waarvan het zand soms over grote afstand door het stromende water wordt meegevoerd, zodat er geen sprake is van krateropbouw rond de wel. Ook het treffen van noodmaatregelen in een sloot ter beteugeling van wellen is dikwijls moeilijk.

Buitendijks dienen sloten nabij een dijk gedicht te worden met slecht doorlatende specie. Overwogen kan worden binnendijks gelegen sloten te dempen met goed doorlatend materiaal, teneinde de drainerende werking ervan voor de zandondergrond in stand te houden. Als binnendijkse dicht bij de dijk gelegen sloten toch in stand moeten blijven, kan een goed ontworpen filterconstructie in taluds en slootbodem een oplossing geven.

- e. Een dicht bij een dijk gelegen wiel kan zeer gevaarlijk zijn. In par. 12.4 wordt hierop nader ingegaan. Aanbevolen wordt bij binnendijkse wielen een afstand van $5H$ aan te houden tussen het snijpunt van MHW met het binnentalud van de dijk, en de waterlijn in het wiel. De onderwatertaluds nabij de dijk dient men te verflauwen tot hellingen van $1:5$ à 6 , door middel van onderwateraanvullingen met zand dat een

grotere doorlatendheid heeft dan de bestaande zandondergrond. Eventueel aanwezige sliblagen moeten eerst worden verwijderd.

Ter plaatse van de uittree van kwelwater uit het onderwatertalud bij de overgang van een afdekkende kleilaag naar de zandondergrond, moet zo nodig een filterconstructie worden aangebracht (par. 12.4 en lit. 14).

Ter beperking van de kwel en de waterspanningen verdient het aanbeveling de onderwatertaluds van buitendijkse wielen te voorzien van een slecht doorlatende laag, als die niet al aanwezig is.

- f. Kwelkaden kunnen effectief zijn bij het beperken van zandmeevoerende wellen, omdat ze het totale verval over de dijk verkleinen. Ze zijn vroeger veel aangelegd rond kwelgebieden en wielen.

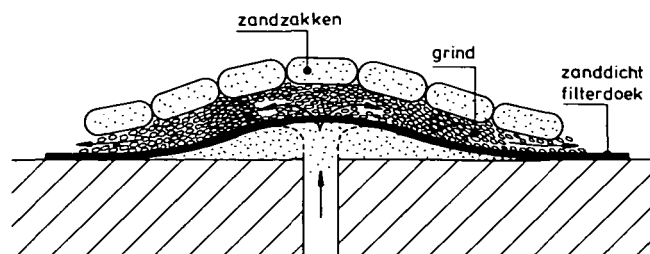
Wel zijn er enkele bezwaren te noemen:

- kwelkaden zijn pas na enige tijd effectief, namelijk pas als het waterpeil binnen de kade voldoende is gestegen;
- inspectie van het geïnundeerde gebied binnen de kade is praktisch onmogelijk; dit geldt zeker voor het treffen van noodmaatregelen daarbinnen;
- de kade vergt extra ruimtebeslag;
- behalve de dijk vergt ook de kwelkade onderhoud;
- door het kleine profiel is de kade extra kwetsbaar voor beschadiging; kaden rondom wielen lopen extra gevaar, en wel van muskusratten;
- bij een doorbraak van een kwelkade, en de daarbij optredende snelle daling van het waterpeil in het kwelgebied, kan een gevaarlijke situatie ontstaan voor de dijk, vanwege wateroverspanningen in de ondergrond.

Deze bezwaren rechtvaardigen enige terughoudendheid. In elk geval dienen aan een kwelkade dezelfde eisen gesteld te worden ten aanzien van het blijvend verzekeren van sterkte en stabiliteit als aan de hoofdwaterkering.

- g. Terugschrijdende erosie vergt enige tijd. Veel onheil is daarom te voorkomen door een goede inspectie tijdens hoogwater, en het tijdig treffen van noodmaatregelen bij ontdekte wellen in de nabijheid van de dijk. Bereikbaarheid is hierbij een belangrijk aspect.

Ter beperking van het verval kunnen wellen worden opgekist met zandzakken of



figuur 11.23

weltonnen. Het gevaar bestaat dan, vooral bij dunne deklagen, dat naast de wel nieuwe wellen ontstaan. Een in alle gevallen zinvolle methode is het afdekken van de wel met zanddicht, goed waterdoorlatend filterdoek, met daarop als ballast een laag grind, eventueel nog afgedekt met zandzakken (figuur 11.23). In lit.18 wordt uitgebreid ingegaan op te treffen noodvoorzieningen bij wellen.

11.6 Stabiliteit van gesloten bekledingen

De stabiliteit van gesloten bekledingen kan in gevaar komen wanneer de grondwaterstand in het dijklichaam hoog is ten opzichte van de buitenwaterstand.

De belangrijkste oorzaken van relatief hoge grondwaterstanden in rivierdijken zijn een snelle daling van de rivierwaterstand na een hoogwater, en de infiltratie van smelt-, regen- of perswater.

Door het verschil tussen grondwaterstand en buitenwaterstand ontstaan onder gesloten bekledingen wateroverdrukken.

De grootte van deze overdrukken wordt bepaald door het niveauverschil tussen het grondwater en de buitenwaterstand, de geometrie van het dijklichaam, de gesteldheid van de grond, en het al of niet stationaire karakter van de grondwaterstroming. Inhomogeniteiten in de ondergrond, bijvoorbeeld slib- of kleilaagjes in een zandpakket, en anisotropie hebben invloed op de overdruk, en bemoeilijken de bepaling ervan.

In de volgende paragrafen wordt ingegaan op de globale bepaling van de wateroverdruk, de stabiliteitscriteria en de aan te houden veiligheidsfactoren. Meer informatie is te vinden in lit. 11.

11.6.1 Berekening van de maximale overdruk

De grondwaterdruk die zich onder een gesloten bekleding ontwikkelt, kan bepaald worden met behulp van een grondwaterstromingsmodel (hoofdstuk 10).

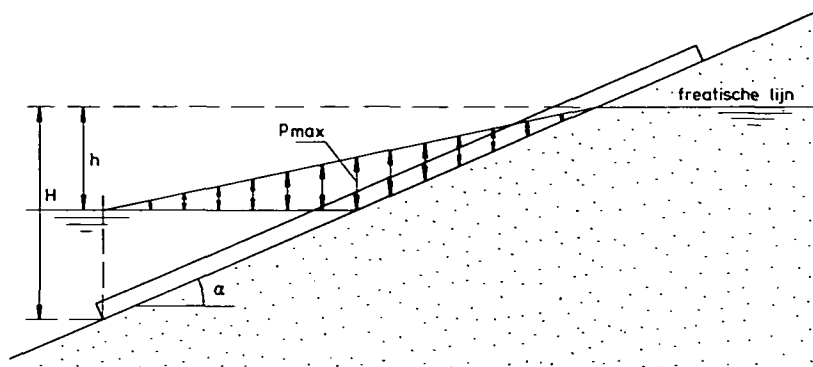
Het volgende is bedoeld om inzicht te geven in de invloed van verschillende factoren op de maximale wateroverdruk $p_{\max}$ tegen de onderzijde van een gesloten bekleding.

In de meest eenvoudige benadering wordt er vanuit gegaan, dat een hoogteverschil h tussen de freatische lijn in de dijk en de buitenwaterstand een driehoekig verloop veroorzaakt van de overdruk tegen de onderzijde van de bekleding (figuur 11.24). De maximale overdruk treedt in deze benadering op ter hoogte van de buitenwaterstand.

Voor de maximale overdruk $p_{\max}$ geldt:

$$p_{\max} = a \rho_w g h \quad \text{waarbij} \quad a = 1 - h/H = a_1$$

Volgens deze formule is de grootte van de maximale overdruk onafhankelijk van de taludhelling. Uit onderzoek echter blijkt dat de taludhelling wel van invloed is op de maximale wateroverdruk. Beschouwt men een stationaire stroming bij een



figuur 11.24

constante horizontale aanvoer van grondwater, en een niet-stationaire stroming, onder de aanname dat het freatisch vlak zich evenwijdig verplaatst, dan blijkt ter plaatse van de buitenwaterstand te gelden (voor $h/H < 0,8$ à $0,85$):

$p_{\max} = a \cdot \rho_w \cdot g \cdot h$, met

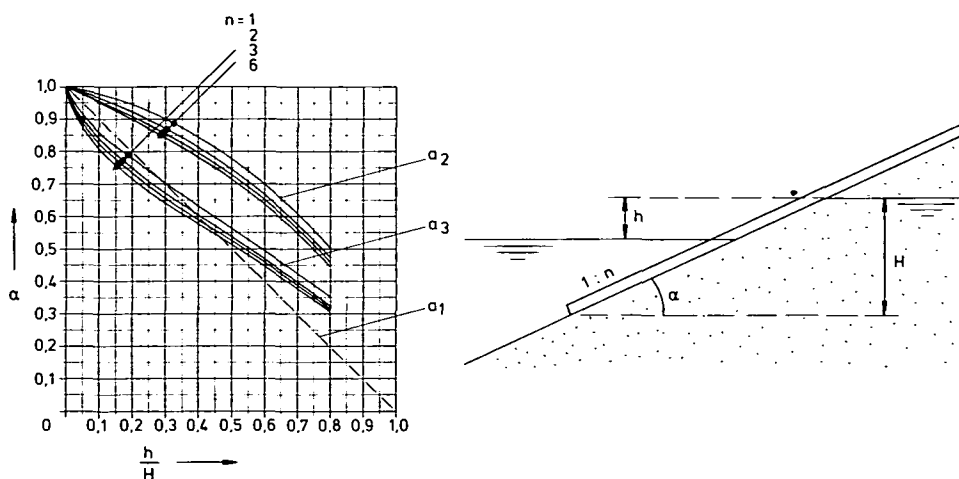
- voor stationaire stroming:

$$a = \sqrt{1 - (h/H)^{\pi/\pi - a}} = a_2$$

- voor niet-stationaire stroming:

$$a = \frac{1}{\pi} \arccos [2(h/H)^{\pi/\pi - a} - 1] = a_3$$

In figuur 11.25 zijn de drie formules vergeleken.



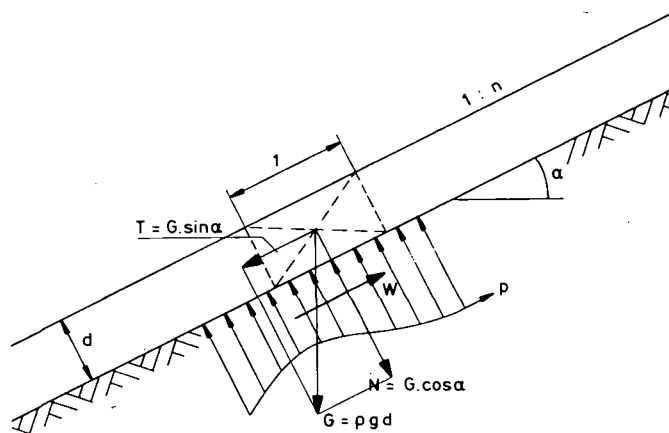
figuur 11.25

In het geval van stationaire stroming blijken de overdrukken dus aanzienlijk groter te zijn dan in het geval van een dalend freatisch vlak. In werkelijkheid zullen de overdrukken tussen deze beide extreme situaties in liggen. Een driehoekig drukverloop geeft veelal een redelijke benadering. Voor situaties met constante aanvoer van grondwater en bij grotere waarden voor h/H geeft het driehoekig drukverloop echter te lage waarden voor $p_{\max}$.

11.6.2 Grenstoestanden afschuiven en opdrijven

Bij de stabiliteitsbeschouwing wordt gezien of de bekleding, onder invloed van de wateroverdrukken, voldoende veilig is tegen afschuiven of opdrijven.

De krachten die op een mootje van de bekleding – met dikte d en eenheidsbreedte – werken, zijn aangegeven in figuur 11.26.



figuur 11.26

p = de overdruk [kN/m^2]

W = de wrijvingsweerstand [kN/m^2]

G = de verticale gewichtscapient [kN/m^2]

α = de taludhoek [$^\circ$]

d = de dikte van de bekleding [m]

ρ = de volumieke massa van de bekleding [kg/m^3]

Op het moment dat ergens de gewichtscapient T evenwijdig aan het talud nog juist evenwicht maakt met de wrijvingsweerstand W , wordt de grenstoestand afschuiven bereikt.

Om de kans hierop tot een aanvaardbaar niveau terug te brengen, moet bij de ontwerpwaarden voor materiaaleigenschappen, waterdrukken en geometrie (hoofdstuk 6 en par. 11.3.3) voldaan zijn aan:

$$W_d - T_d \geq 0 \quad \text{ofwel} \quad c_d + (q_d g d \cos \alpha - p_{\max}) \tan \varphi_d - \gamma_n \gamma_d q_d g d \sin \alpha \geq 0$$

met:

γ_n = schadefactor

γ_d = factor voor modelonzekerheden

Indien de wateroverdruk na het bereiken van de grenstoestand afschuiven verder toeneemt gaat op die plaats de bekleding steunen op het lager gelegen deel en hangen aan het hoger gelegen deel; daar is de overdruk lager, en de schuifweerstand nog wel voldoende. Door herverdeling van spanningen zal er een nieuw evenwicht in de constructie ontstaan.

Neemt de overdruk nog meer toe, dan zal plaatselijk een situatie ontstaan waarin de schuifweerstand geheel is opgeheven. Dan wordt de grenstoestand opdrijven bereikt. De bekleding kan nu bij een nog hogere druk plaatselijk opgelicht worden, waardoor er schuif- en buigspanningen in ontstaan.

Ter voorkoming van de grenstoestand opdrijven moet gelden:

$$N_d - P_d \geq 0 \quad \text{ofwel} \quad q_d g d \cos \alpha - \gamma_n \gamma_d p_{\max} \geq 0$$

Bij plaatselijk opdrijven van de bekleding kan het onderliggende materiaal zich verplaatsen, waardoor de constructie van vorm verandert. Dit kan de inleiding tot bezwijken zijn.

11.6.3 Belastinggevallen en partiële veiligheidsfactoren

Bij de ontwerpberekening van een gesloten dijkbekleding ten aanzien van overdruk verdient het aanbeveling de mogelijke belastingssituaties te bezien in relatie tot de frequentie waarmee ze voorkomen. Op deze wijze kan tot een afgewogen ontwerp gekomen worden, waarbij de bekleding ook op de lange duur bij normale omstandigheden geen schade door vervormingen oploopt, en bij extreme omstandigheden nog juist zonder bezwijken haar beschermende invloed kan uitoefenen. Duidelijk zal zijn dat ook de materiaaleigenschappen van de bekleding hierbij een rol spelen, met name plastische of elastische eigenschappen (vergelijk asfalt en beton).

- Plastisch vervormende bekledingen dienen voor regelmatig voorkomende overdrukken ontworpen te worden op de grenstoestand afschuiven.

Gezien de onzekerheden in de schuifweerstand in het scheidingsvlak tussen bekleding en dijk verdient het aanbeveling hierbij een modelonzekerheidsfactor $\gamma_d = 1,1$ te gebruiken. Als schadefactor kan $\gamma_n = 1,1$ genomen worden.

- Bij starre bekledingsconstructies, zoals betonplaten, hoeft niet gerekend te worden met de grenstoestand afschuiven ter plaatse van de maximaal optredende overdruk. Men kan dan volstaan met het evenwicht van de plaat als geheel, waarbij de eventuele steun van de teenopsluiting niet in rekening gebracht mag worden. Aanbevolen wordt ook hier te rekenen met een modelonzekerheidsfactor $\gamma_d = 1,1$ en een schadefactor $\gamma_n = 1,1$.
- Bij minder vaak voorkomende, grotere overdrukken kan een tijdelijk niet voldoen aan de grenstoestand afschuiven wel acceptabel zijn, mits de materiaaleigenschappen van de bekleding de hierbij optredende spanningen toelaten. Maatgevend kan dan de grenstoestand opdrijven zijn, waarbij een modelonzekerheidsfactor $\gamma_d = 1,0$ en een schadefactor $\gamma_n = 1,1$ gebruikt kan worden.

11.7 Stabiliteit van open bekledingen

Van open bekledingen dient de stabiliteit tegen afschuiven van de constructie als geheel te worden gecontroleerd. Hiervoor wordt verwezen naar par. 11.4.2 en 11.6. Als de bekleding uit losse elementen bestaat, moet ook de stabiliteit van het enkele element worden beoordeeld. De maatgevende belasting hierbij wordt gevormd door de golfaanval.

De mate van stabiliteit van een element in een gestorte bekleding wordt grotendeels bepaald door de vorm en het gewicht van de steen.

Met behulp van studies en formules uit de literatuur (Hudson, Irribarren) is hierin enig inzicht te verkrijgen. De dimensionering van een gestorte bekleding berust overigens vaak voor een groot deel op praktijkervaring.

Bij gezette bekledingen wordt de stabiliteit van het element, behalve door gewicht en vorm, in belangrijke mate bepaald door de onderlinge wrijving tussen de stenen; er is dan sprake van geklemde zetting.

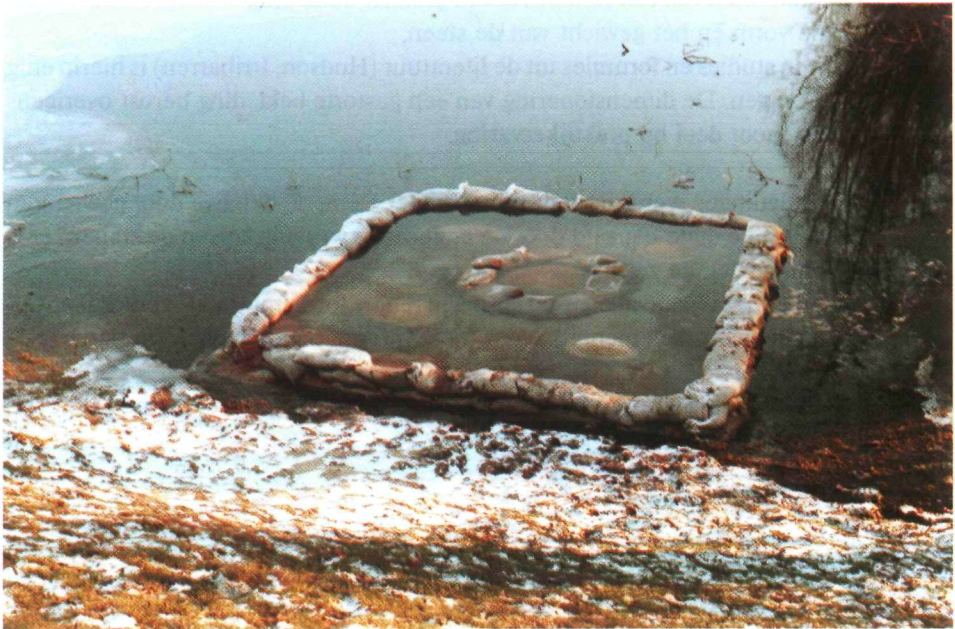
Bij rivierdijken is de golfaanval meestal gering in relatie tot de minimaal verkrijgbare afmetingen van bekledingselementen. Voor meer informatie, ook over criteria voor de stabiliteit wordt verwezen naar lit. 12.

Voor de dimensionering van een filterconstructie onder een open bekleding wordt verwezen naar par. 12.1.7.



(Foto: J.M. de Wit - Laboratorium voor Grondmechanica)

Zandmeevoerende wel met kratervorming



(Foto: J.H. Spapens - Rijkswaterstaat)

Afgedekte zandmeevoerende wel in de binnenteen van de rechter IJsselbandijk nabij Bahrse Pol

12 Constructieve ontwerp-aspecten

In dit hoofdstuk wordt een aantal aspecten behandeld die van belang zijn voor het ontwerp en de constructie van een waterkering, maar die niet voor berekening vatbaar zijn. Onderscheid wordt hierbij gemaakt tussen de dijk zelf, de waterkerende kunstwerken in een dijk, en de zogenaamde vreemde objecten, die functioneel niet in of nabij een dijk horen.

12.1 De dijk

Bij de constructieve aspecten van de dijk zelf zullen achtereenvolgens aan de orde komen: het tracé en het profiel van de dijk, de kleibekleding, de grasmat en de erosiebestendigheid van taluds en kruin, harde taludverdedigingen, drainageconstructies en tot slot bijzondere constructies in de dijk, zoals een waterdichte kern, damwanden en keermuren.

12.1.1 *Tracé van de dijk*

Bij rivierdijkverbeteringen wordt in het algemeen zoveel mogelijk het bestaande tracé van de dijk gevolgd.

Als dit niet mogelijk blijkt en er een nieuw tracé gekozen moet worden, dient uit dijkbouwtechnische overwegingen vooral rekening te worden gehouden met de opbouw van de ondergrond in het tracé.

Vaak zal een nieuw tracé gezocht worden in de uiterwaard. In veel uiterwaarden echter hebben ontkleiningen plaatsgevonden ten behoeve van de baksteenindustrie, zodat dikwijls over grote oppervlakten de oorspronkelijke afdekkende kleilaag ontbreekt. Ook komen er zandwinputten voor, die tot diep in de watervoerende zandondergrond kunnen reiken. In sommige gevallen zijn zulke ontgrondingen weer aangevuld met van elders aangevoerde specie, die vaak willekeurig van samenstelling is. Overweegt men een tracé door deze ontkleiningen en ontzandingen, dan is extra aandacht vereist. Een dijk over aangevulde ontgrondingen komt immers op een geroerde grondslag te liggen, wat extra risico's met zich meebrengt ten aanzien van afschuiving, kwel en onderloopsheid. Ook een tracé vlak langs ontgrondingen is minder wenselijk (par. 12.4).

Daarnaast dienen zandopduikingen in het afdekkend pakket zoveel mogelijk vermeden te worden in verband met het gevaar van onderloopsheid en zandmeevoerende wellen. Met het oog op zettingen en stabiliteit, vooral bij de aanleg van een dijk, zijn dikke, sterk samendrukbare, slappe klei- of veenpakketten als grondslag ook minder geschikt.

In sommige gevallen kan een zomerkade rond een buitenpolder in de uiterwaard zich lenen voor verhoging en verzwaring tot hoofdwaterkering.

Bij rivierwaartse tracéverleggingen moet rekening worden gehouden met de gevolgen hiervan op de afstroming van water in de rivier bij grote afvoeren.

Ter voorkoming van opstuwing bovenstrooms kunnen compenserende maatregelen in het winterbed van de rivier nodig zijn.

12.1.2 *Profiel van de dijk*

Bij het vaststellen van de vorm en de opbouw van het dwarsprofiel van een dijk kunnen verschillende overwegingen een rol spelen.

Met het oog op de waterdichtheid en een goede drainage van het dijklichaam moet als stelregel gelden, dat de dijk aan de waterkerende zijde zo ondoorlatend mogelijk moet zijn, terwijl het dijklichaam naar binnen toe meer doorlatend dient te worden. In ieder geval moet worden voorkomen dat de dijk aan de binnenzijde het minst doorlatend is. Bij verbetering van bestaande kleidijken moet er naar gestreefd worden zoveel mogelijk het oude, goed gezette dijklichaam in tact te laten, en als geheel in de nieuwe constructie op te nemen. Het verdient dan de voorkeur, de verhoging en verzwaring binnendijks uit te voeren. Noodzakelijke buitendijkse verzwaringen moeten, gezien het bovenstaande, bij voorkeur geheel uit klei bestaan.

Is een bestaand, veelal steil buitentalud voorzien van een goede glooiingsconstructie, dan zal men om financiële redenen die glooiing graag willen behouden. Als het talud onvoldoende stabiel is bij vallend water, en men wil toch de glooiing handhaven, dan kan de stabiliteit worden vergroot door het aanbrengen van een steunberm, eventueel in combinatie met het verflauwen van de taludhelling boven de glooiing. De afmetingen van de steunberm kunnen worden bepaald met glijvakberekeningen. De buitenberm bestaat bij voorkeur uit klei.

Is een bestaand buitentalud niet voorzien van een harde verdediging en steiler dan 1 : 2,5, dan is verflauwing om allerlei redenen wenselijk: beperking van afslaggevaar, ontwikkeling van de grasmat, onderhoud, en zo meer.

Voor een nieuw buitentalud met een harde verdediging wordt een taludhelling aanbevolen van 1 : 2 of flauwer.

Uit berekeningen zal moeten blijken of de stabiliteit van het talud en de verdedigingsconstructie voldoende verzekerd is.

Veel bestaande binnentaluds van rivierdijken zijn te steil. Gevolgen daarvan kunnen zijn: verweking, afschuiving en uitspoeling. Bij binnendijkse verzwaring dient het binnentalud derhalve aangevuld te worden met relatief doorlatend materiaal, in de regel tot een helling van 1 : 3.

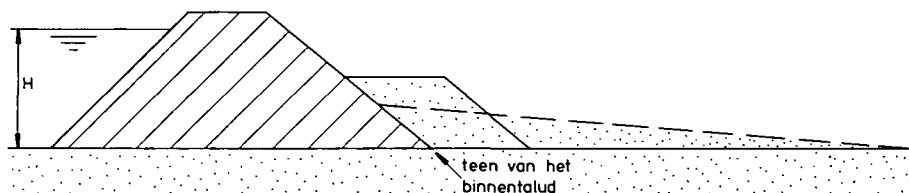
Bij onvoldoende stabiliteit kan daarbij een binnenberm worden aangebracht van materiaal met een doorlatendheid die minstens even groot is als die van de onderliggende grond.

De afmetingen van zo'n binnenberm kunnen worden bepaald aan de hand van glijvlak-berekeningen.

Ook moet de binnenberm breed genoeg zijn om voldoende veiligheid te bieden tegen het gevaar van zandmeevoerende wellen (par. 11.5).

Is er weinig ruimte beschikbaar voor een brede, lage berm, bijvoorbeeld omdat er bebouwing aanwezig is, en speelt het gevaar van zandmeevoerende wellen geen rol, dan kan worden overwogen om een korte hoge berm toe te passen (figuur 12.1). Uit landschappelijk oogpunt is dit echter vaak minder aantrekkelijk.

Bij voldoende ruimte is om landschappelijke en gebruiksredenen een berm aan te bevelen die onder een helling van ongeveer 1 : 15 geleidelijk overgaat in het aangrenzend maaiveld.



figuur 12.1

De opbouw en dimensionering van de berm kan dikwijls worden aangepast aan toekomstig gebruik door derden, zonder dat dat afbreuk hoeft te doen aan de technische functie (zie ook par. 12.3.1).

Het aansluitpunt van de berm aan het binnentalud van de dijk moet bij voorkeur boven de freatische lijn liggen. Dit is echter niet altijd mogelijk zonder tot extreem-hoge bermen te komen.

Als op het binnentalud uittredend water te verwachten is, kan het kweloppervlak flauwer afgewerkt worden (1 : 5 à 6), of eventueel voorzien worden van een filterconstructie.

Tijdens hoogwater moet de dijk goed bereikbaar en redelijk begaanbaar zijn, met het oog op eventuele noodmaatregelen.

Bij een dijk zonder openbare weg dient altijd ten minste een eenvoudige verharding aanwezig te zijn als inspectieweg. De minimale kruinbreedte waarop nog een goede inspectieweg kan worden aangebracht bedraagt 4,0 m.

Het verdient aanbeveling bij schaar dijken langs drukbevaren scheepvaartroutes een buitenberm te ontwerpen als dat mogelijk is, teneinde het gevaar voor aantasting van het waterkerend vermogen van de dijk bij aanvaring te beperken.

Om te voorkomen dat muskusratten in de dijk nestelen is het gewenst dat er geen open water direct aan de teen van de dijk aanwezig is.

Als er geen mogelijkheid is om een voorland te maken, zoals bij een schaar dijk, kan men een bescherming aanbrengen, bijvoorbeeld in de vorm van een kraagstuk met be-

storting, een steenzetting of nertsengaas; zo'n bescherming moet zich voldoende ver onder de normale waterstand uitstrekken (lit. 10 en 20).

12.1.3 *Kleibekleding op taluds en kruin*

Een kleibekleding op een dijk heeft verschillende functies, en elk daarvan stelt eigen eisen aan de kwaliteit.

- Erosiebestendigheid

Kleibekledingen die worden blootgesteld aan de aanval door stroom of golven dienen voldoende erosiebestendig te zijn. Een grote dichtheid en cohesie van de klei is hiervoor gunstig. Tevens is een goede onderlinge verhouding tussen de zand-, silt- en lutumfracties en een laag gehalte aan organisch materiaal van belang. Daarbij kan worden gedacht aan een lutumgehalte van ten minste 20%, een zandgehalte van 25 à 50%, en minder dan 3% organisch materiaal.

De bekleding van niet door golven of stroom aangevallen taluds stelt lichtere eisen aan de erosiebestendigheid. Daarvoor is een lutumgehalte van 15% voldoende.

- Waterdichtheid

Met name voor het buitentalud moet gestreefd worden naar een bekleding die zo min mogelijk doorlatend is, en dus weinig doorgaande openingen bevat. Dit stelt eisen aan de onderlinge verhouding der fracties; gunstig is een lutumgehalte van 20 à 35%, en een zandgehalte van minder dan 40%.

Voor het binnentalud is een grotere doorlatendheid geen bezwaar en meestal zelfs gewenst.

Scheurvorming, onder meer als gevolg van atmosferische invloeden, is zeer nadelig voor de waterdichtheid van de kleibekleding. Naarmate de klei vetter is, en meer organisch materiaal bevat, is de gevoeligheid voor scheurvorming groter. Met het oog hierop dient er bij voorkeur niet meer lutum en organische stof aanwezig te zijn dan in het zandkorrelskelet geborgen kan worden. Het lutumgehalte zal daarom beperkt moeten worden tot niet meer dan 25%, terwijl voor het organisch materiaal een maximum percentage van 3% geldt.

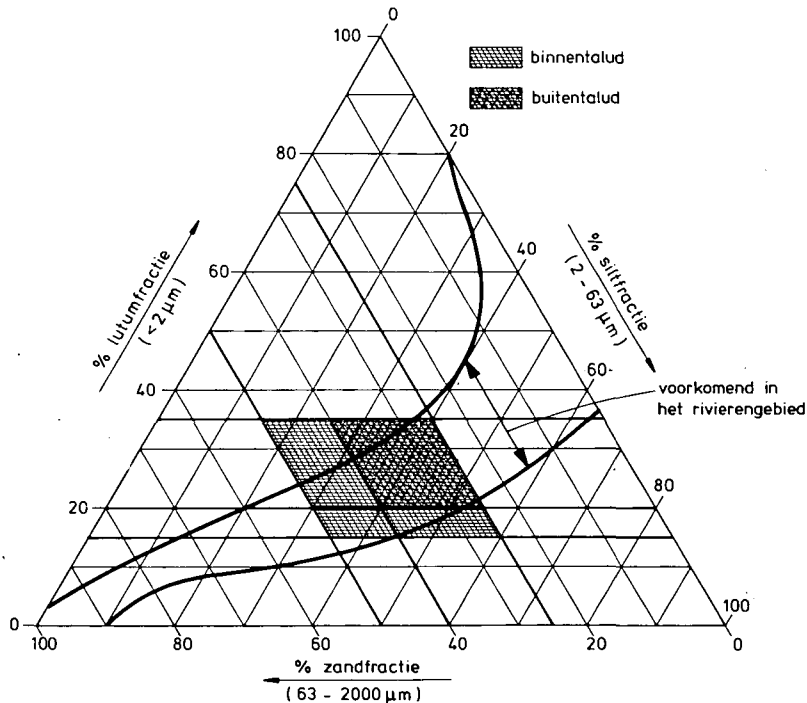
- Goede teelaarde voor gras

Om de groei van een goede grasmat (par. 12.1.4) te bevorderen dient de kleibekleding voldoende kalkrijk en niet al te dicht te zijn; de grond moet voldoende lucht en water kunnen bevatten. Hiervoor moet de klei niet al te vet zijn. Gedacht kan worden aan een maximum lutumgehalte van 20 à 25%.

- Verweking

De kleibekleding zal bij voorkeur niet zo mogen verweken dat er ernstige schade aan de grasmat kan ontstaan wanneer de dijk wordt bereden met machines of betreden door vee. De gevoeligheid voor verweking kan worden beoordeeld aan de hand van de vloeigrens. Bekend is dat tot een gehalte van 25% lutum de stevigheid van de zode toeneemt.

Vergelijkt men de verschillende eisen, dan blijkt dat deze niet op elkaar aansluiten. Er zullen in de praktijk concessies moeten worden gedaan, waarbij vanzelfsprekend de eisen waaraan het grootste gewicht wordt toegekend, doorslaggevend zijn. In de zand-silt-lutum driehoek van figuur 12.2 is het gebied aangegeven waarbinnen de kleisamenstelling bij voorkeur moet vallen. Voor het buitentalud is een kleiner gebied begrensd, met het oog op de waterdichtheid. In figuur 12.2 is ook aangegeven welke kleisamenstellingen in het rivierengebied voorkomen. Hieruit blijkt dat slechts een beperkt deel voldoet aan de gestelde eisen.



figuur 12.2

De kleibekleding dient voldoende dik te zijn. Voor het buitentalud wordt een dikte van ten minste 1 m aanbevolen, mede met het oog op eventuele aantasting van de waterdichtheid door scheurvorming. Bij problemen met de beschikbaarheid van goede klei kan overwogen worden om bij het buitentalud de onderlaag uit vettere klei op te bouwen, en deze af te dekken met een schralere laag, bijvoorbeeld van 0,30 à 0,40 m dikte (zie echter ook par. 11.4.4).

- † Behalve de hiervoor genoemde functionele eisen, kunnen er ook voorwaarden ten aanzien van de verwerkbaarheid van klei gesteld worden. Voor de beoordeling van de verwerkbaarheid is zowel de vloeigrens als de uitrolgrens van belang (hoofdstuk 4).

Het vochtgehalte van de te verwerken klei moet gelegen zijn tussen de vloeigrens en de uitrolgrens. Ook is van belang dat het verschil in vochtgehalte tussen de vloeigrens en de uitrolgrens, de zogenaamde plasticiteitsindex I_p voldoende groot is – dit met het oog op wisselende weersinvloeden tijdens de verwerking.

Voor een buitentalud wordt wel uitgegaan van $20\% < I_p < 35\%$, en voor het binnentalud $10\% < I_p < 35\%$.

12.1.4 *Grasmat op taluds en kruin*

Veelal worden rivierdijken tegen erosie beschermd door een grasmat op klei. Daarbij worden eisen gesteld zowel aan de grasmat als aan de erosiebestendigheid van klei (par. 12.1.3).

De beschermende werking van een grasmat wordt gedeeltelijk ontleend aan de dakpansgewijze stapeling van plantendelen bij over- of langsstromend water, waardoor uitspoeling van gronddeeltjes wordt tegengegaan. Zeer belangrijk blijkt echter ook een dicht wortelstelsel te zijn, met kruipende, vertakte wortelstokken, dat als een soort filter- en wapeningsconstructie de grond tussen de wortels vasthoudt.

Er wordt daarom vanouds grote waarde gehecht aan een dichte grasmat zonder kale plekken. Die moet aan de volgende eisen voldoen:

- het gras moet een goed gesloten plantendek vormen, dat niet te kort de winter in mag gaan (5 à 8 cm);
- de mat moet het gehele jaar groen blad houden;
- grassen of kruiden die in de winter bovengronds of geheel afsterven, mogen slechts in beperkte mate voorkomen;
- de plantensoorten in de grasmat moeten redelijk bestendig zijn tegen droogte en vorst.

De keuze van het grasmengsel is erg belangrijk. Vele factoren spelen daarbij een rol, zoals situering, bezonning, grondsoort, tijdstip van inzaaien, en toekomstige wijze van onderhoud.

Mede als gevolg van de genoemde eisen ontstaan, na uitgevoerde dijkverbeteringswerken, op de taluds dikwijls grasvegetaties die kruidenarm en natuurwetenschappelijk van weinig waarde zijn. Vanuit een oogpunt van natuurbehoud roept dat maatschappelijk steeds grotere bezwaren op.

Recentelijk is daarom door een werkgroep van de TAW nagegaan in hoeverre de eisen met het oog op het waterkerend vermogen van dijken en de natuurwetenschappelijke wensen verenigbaar zijn. In het rapport van de werkgroep (lit. 9) wordt gesteld dat een effectieve bekleding zowel gevormd kan worden door een kruidenrijke, minder dichte maar wel diep wortelende mat, als door een gazonachtige, dichte maar minder diep wortelende zode. Om zo veel mogelijk waardevolle vegetaties in stand te houden, uit te

breiden of zelfs terug te winnen, kunnen op plaatsen die zich daarvoor lenen speciale maatregelen worden getroffen, zoals het aanbrengen van kalkhoudende bekledingsklei van geringe vruchtbaarheid, diversificatie in de zwaarte van de klei in de taluds, en het inzaaien met speciale grassoorten. Met name ook het toepassen van iets steilere taluds nabij de binnenkruinlijn kan in dit verband overwogen worden. Verder is een aangepast beheer en onderhoud van wezenlijk belang voor het instandhouden van een kruidenrijke grasmat. Het verdient aanbeveling een grondanalyse te laten uitvoeren en een bemestingsadvies te vragen.

Voor een deskundig advies over deze aspecten, met name ook over het te gebruiken grasmengsel, kan men zich wenden tot de vakgroep Onkruidkunde van de Landbouwhogeschool te Wageningen.

Bij het inzaaien van een nieuwe grasmat op een buitentalud is de aanvankelijke kwetsbaarheid een probleem. Vanwege het gangbare verbod om in het hoogwaterseizoen tussen 15 oktober en 15 april aan rivierdijken werkzaamheden te verrichten, blijft maar een korte periode beschikbaar om tijdig in te zaaien. Inzaaien van een grasmat dient bij voorkeur plaats te vinden begin augustus. Vanaf half augustus tot half september zijn reeds bijzondere maatregelen vereist, zoals meer zaad of speciale grassoorten, om nog voor de hoogwaterperiode een enigszins beschermende grasmat te krijgen. Een bekleding met graszoden kan zorgen voor een snellere bescherming van het talud tegen erosie. Men kan het snel vastgroeien daarvan bevorderen door de ondergrond vóór het leggen van de zoden in te zaaien met winterrogge. Zonodig kunnen de zoden worden vastgelegd met grofmazig gaas en metalen pennen. Ook kan een pas ingezaaid talud, direct of bij dreigend hoogwater, beschermd worden met behulp van een kunststofweefsel. Een bezwaar hierbij kan zijn, dat het ontkiemend gras door het doek heen groeit; verwijdering van het doek brengt dan uiteraard schade toe aan de jonge grasmat. Een andere mogelijkheid is het afdekken met jute van een pas ingezaaid talud; dit jute hoeft niet verwijderd te worden, omdat het op natuurlijke wijze zal verteren.

12.1.5 *Erosiebestendigheid van binnentalud en kruin*

Deze leidraad biedt de mogelijkheid om bij het bepalen van de kruinhoogte van een dijk uit te gaan van een zekere hoeveelheid golfoverslag. Afhankelijk van de hoeveelheid zullen dan echter aan de constructie van binnentalud en kruin bepaalde eisen moeten worden gesteld om erosie te voorkomen.

Aan de volgende aspecten moet hierbij aandacht worden geschonken:

- de kwaliteit van de kleibekleding en de grasmat op de kruin en het binnentalud;
- de constructie van een weg op de kruin;
- discontinuïteiten, zoals de overgang van het wegdek naar de grasmat, palen van afrasteringen, karresporen, veepad en molshopen.

De erosiebestendigheid van een met gras begroeid talud is niet alleen afhankelijk van de kwaliteit van de grasmat (par. 12.1.4), maar ook van de samenstelling van de onder-



(Foto: J.H. Spapens – Rijkswaterstaat)

Het overlopen van de kade tussen de Geitenwaard en de Lobberdensche Waard bij
het hoogwater van april 1983



(Foto: A.J. Veraart – Rijkswaterstaat)

Bebouwing in de Waalbandijk bij Zaltbommel

liggende grond (par. 12.1.3). Uit onderzoek en ervaring in laboratorium en praktijk (lit. 22, 24 en 25) blijkt dat een gezonde grasmat, zonder beschadigingen, met een fijne en wijdvertakte wortelstructuur in een klei-ondergrond, gedurende lange tijd stroomsnelheden tot 6 m/s bij debieten tot 500 l/s per m¹ kan weerstaan. Daarbij doet zich geen noemenswaardige erosie voor. Waar echter sprake is van niet homogene, sterk zandige kleigrond, is bij stroomsnelheden tot 3 m/s binnen zeer korte tijd – een half uur – al ernstige erosie mogelijk. Beschadigingen aan de grasmat, en met name aan de wortelstructuur, blijken dan aangrijpingspunten te zijn voor een beginnende erosie. In een aantal gevallen is dan bij zeer hoge stroomsnelheden geconstateerd dat de grasmat als geheel wordt losgescheurd en opgerold door het afstromende water.

Voor de erosiebestendigheid van het binnentalud en de kruin is, naast afstromend water door neerslag, vooral de golfoverslag van belang. Deze wordt meestal als een in de tijd gemiddeld debiet gegeven. Daar niet alle oplopende golven tot overslag leiden, zal het momentane debiet bij een overslaande golf aanzienlijk groter kunnen zijn dan het gemiddelde debiet. Via de waakhoopte is er een relatie tussen de golfoverslag en het percentage overslaande golven (par. 7.2.1.2 en 7.2.1.3).

Op grond van het bovenstaande wordt voorshands aanbevolen de volgende uitgangspunten te hanteren:

- Bij een binnentalud en een kruin van sterk zandige, inhomogene grond met een slechte grasmat mag geen overslag van enige betekenis worden toegelaten. Aanbevolen wordt hiervoor als criterium een gemiddeld overslagdebet van 0,1 l/s per m¹ te gebruiken. Voor rivierdijkomstandigheden leidt dit globaal tot een waakhoopte overeenkomstig het 2%-golfploopcriterium.
- Bij afdekking van het binnentalud en de kruin met een homogene kleilaag van voldoende dikte (lutumpercentage ongeveer 25%; dikte > 0,60 m), en een goed onderhouden, dichte graszode zonder beschadigingen, mag een gemiddeld overslagdebet van 10 l/s per m¹ worden toegelaten. Het binnentalud mag hierbij niet steiler zijn dan 1:2,5 en er mogen geen scherpe knikken in het grastalud voorkomen. De kruin en het binnentalud dienen ook vrij te zijn van bebouwing, bomen en dergelijke, tenzij er extra beschermende maatregelen genomen zijn, bijvoorbeeld in de vorm van een steenbekleding.
- Bij kleiige grond met een matig onderhouden grasmat met enige beschadigingen kan men dan, om de gedachten te bepalen, een hoeveelheid van 1 l/s per m¹ toelaatbaar achten.

Er mag van worden uitgegaan dat de gebruikelijke wegverhardingen op rivierdijken, klinkers of asfalt, in alle gevallen een voldoende bescherming tegen erosie van het onderliggende grondlichaam bieden. De overgang van een wegverharding naar een

grasberms is echter een potentieel gevaarlijke plek. Aan de constructie ervan moet de nodige aandacht besteed worden. Voorkomen moet worden dat zand van het weg-cunet hier aan het oppervlak komt. Het verdient daarom aanbeveling de kleibekleding op een dijk door te zetten tot aan de wegverharding. Om beschadiging van de grasberms door het verkeer te beperken, kan een overgangsconstructie van het wegdek naar de grasmat worden gemaakt, bijvoorbeeld met behulp van 1 à 2 rijen grasbetontegels.

12.1.6 *Verdedigingen op het buitentalud*

De toepassing van harde constructies als taludverdediging wordt bij rivierdijken beperkt tot die plaatsen waar een grasmat geen afdoende bescherming biedt.

In het algemeen zijn dat plaatsen waar de stroomdraad van de rivier direct langs de dijk loopt, bijvoorbeeld bij schaaldijken en profielvernauwingen van het winterbed, of daar waar door een ongunstige oriëntatie van de dijk en een grote strijklengte van de wind over uiterwaard of rivier aanzienlijke golfaanval op kan treden, of aantasting door ijsgang of drijvend vuil.

Met name voor het taludgedeelte juist rond het niveau van een zomerkade die vóór de dijk in de uiterwaard ligt, blijkt in de praktijk een taludverdediging nodig.

Ook op plaatsen waar een grasmat niet goed tot ontwikkeling kan komen, zoals op steile taluds onder bruggen, dient een taludbescherming te worden aangebracht.

Op dit moment is nog onvoldoende bekend over de erosiebestendigheid van een goede grasmat op klei in relatie tot de aanval door stroom en golven, om scherp aan te kunnen geven waar een taludverdediging wel of niet nodig is. Het verdient aanbeveling de plaatselijk opgedane ervaring zwaar te laten meewegen.

Mede gelet op de kosten kan overwogen worden, alleen een bekleding aan te brengen onder een waterstandsniveau met een overschrijdingsfrequentie van 1/100 per jaar. Boven dit niveau is de belastingduur meestal kort en de frequentie laag. Bovendien is dit gedeelte vanaf de kruin bereikbaar voor eventuele noodmaatregelen (par. 3.6.3).

Met nadruk wordt er op gewezen dat bij het ontwerp voldoende aandacht moet worden besteed aan de overgangsconstructie van de harde bekleding naar de grasmat. Essentieel voor alle harde bekledingen is een goede opsluiting, zowel aan de teen als aan de bovenzijde en ter weerszijden.

Verscheidene materialen, zoals natuursteen, beton, bitumineuze mengsels en kunststofweefsels worden in taludverdedigingen toegepast. Voor de specifieke materiaaleisen wordt verwezen naar normbladen en voorschriften.

Voor het goed functioneren van de taludverdediging is het noodzakelijk dat de vervormingscapaciteit van de constructie zo groot is dat zakkingen door zetting en klink zonder schade gevolgd kunnen worden. Tevens moet de constructie, zowel in haar geheel

als in onderdelen, stabiel zijn bij de maatgevend gestelde omstandigheden (par. 11.6 en 11.7).

In het volgende wordt nader ingegaan op verschillende soorten gesloten en open bekledingen. Voor asfalttoepassing en cementbetonnen bekledingen wordt ook verwezen naar de betreffende leidraden van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (lit. 11 en 12).

12.1.6.1 Gesloten bekledingen

Gesloten bekledingen zijn monoliet-constructies, die doorgaans in het werk gemaakt worden. Geschikte materialen hiervoor zijn bitumineuze mengsels en, in mindere mate, beton.

a. Bitumineuze gesloten bekledingen

Deze bestaan uit mengsels van bitumen en minerale delen, die kunnen variëren van zogenaamde overvulde mengsels tot juist gevulde mengsels.

Bij overvulde mengsels domineren de mechanische eigenschappen van het bitumen. Dit geeft het mengsel een zeer plastisch gedrag. Overvulde mengsels zijn bijvoorbeeld asfaltmastiek, gietasfalt en penetratiemengsels.

Bij juist gevulde mengsels worden de mechanische eigenschappen zowel door het bitumen als door het minerale korrelskelet bepaald. Voorbeelden van juist gevulde mengsels zijn asfaltbeton en steenasfalt.

Bij rivierdijken zijn tot nu toe niet veel bitumineuze gesloten bekledingen toegepast, zodat hiermee niet veel ervaring is opgedaan.

Voor de bescherming van taluds van rivierdijken wordt een minimum laagdikte van 0,10 m aanbevolen voor die gedeelten waar wateroverdrukken geen grotere dikten noodzakelijk maken.

Bij steile taluds moeten gemakkelijk verdichtbare mengsels worden toegepast.

b. Betonplaten

Betonplaten zijn kort na 1945 veel toegepast om op beschadigde dijkvakken zo snel mogelijk met voorhanden materiaal het achterstallige onderhoud aan te pakken. Ze werden in het werk gestort, en zijn ongeveer 5 m lang. De aanlegkosten zijn hoog, maar de constructie blijkt duurzaam te zijn, mits goed aangelegd. Een nadeel van zulke platen is, dat ongelijke zakkingen van de ondergrond niet gevolgd kunnen worden. Dit kan aanleiding geven tot holtevorming onder de platen, mogelijk resulterend in breuk.

Om deze reden lijkt een bekleding met betonplaten alleen toepasbaar op geconsolideerde en gezette dijklichamen, en zeker niet op vers opgeworpen dijken.

12.1.6.2 Open bekledingen

Open bekledingen kunnen bestaan uit gestorte of gezette losse elementen, of uit doorlatende monoliet-constructies. Gestorte bekledingen kunnen zakkingen goed volgen.

Bij gezette bekledingen daarentegen bestaat de mogelijkheid dat de bekleding grotere zakkingen slechts gedeeltelijk kan volgen, vanwege gewelfwerking tussen de losse elementen; ongewenste holtevorming onder de bekleding is hiervan het gevolg.

Voor bekledingen op rivierdijken worden meestal elementen met een constructiehoogte van 0,10 à 0,30 m toegepast. Om uitspoeling van gronddeeltjes tegen te gaan, worden de losse elementen meestal op een filterlaag aangebracht. Tegenwoordig wordt de filterlaag ook wel geheel of gedeeltelijk vervangen door kunststofweefsels.

Een aparte vorm van open bekleding is een waterdoorlatende bitumineuze monolietconstructie.

Op een aantal bij rivierdijken toepasbare open constructies wordt in het volgende nader ingegaan.

a. Gezette bekledingen

Voorbeelden van deze constructies zijn glooiingen van basaltzuilen, betonzuilen, rechthoekige betonblokken en klinkerkeien.

De bekleding met basaltzuilen werd in het verleden veel toegepast, nu echter veel minder. De aanleg is namelijk erg arbeidsintensief en kostbaar. De constructie wordt vaak op een laag geklopt puin gezet, die het zetwerk vereenvoudigt en tevens als filterlaag dienst doet.

Veel basalt uit bestaande glooiingen blijkt niet geschikt voor hergebruik, vanwege zonnebrand.

Ter vervanging van basalt worden tegenwoordig steeds meer betonzuilen met de vorm en afmetingen van basaltzuilen toegepast. Door het fabriekmatige productieproces is de maatvoering van de zuilen goed beheersbaar. De ervaringen met betonzuilen zijn tot nu toe gunstig. Een betonzuilenglooiing wordt doorgaans op een grindbed gezet. Een laag geklopt puin is echter ook mogelijk.

Evenals bij een glooiing van basaltzuilen is de aanleg van een betonzuilenglooiing tamelijk arbeidsintensief, en dus duur.

Rechthoekige of vierkante betonblokken vormen in theorie een open glooiing, vanwege de naden tussen de blokken. In de praktijk blijkt echter dikwijls dat die dichtslibben. Om wateroverdrukken onder de stenen te beperken worden er wel stenen met drainagegaten of afgeschuinde hoeken toegepast. Wel dienen hierbij voorzieningen aangebracht te worden om uitspoeling van grond te voorkomen.

Ter beperking van golfoploop worden ook wel blokken met een golfremmend oppervlak gebruikt.

Een betonblokkenglooiing is duurzaam, maar tamelijk arbeidsintensief en kostbaar als hij met de hand gezet wordt. De blokken kunnen ook gemechaniseerd worden aangebracht; dit geeft een aanzienlijke besparing in tijd en geld.

Een bekleding van klinkerkeien is in het verleden veel toegepast. Dikwijls werden hiervoor klinkers gebruikt die op grond van maatafwijkingen waren afgekeurd voor normale toepassing. De klinkers werden koud op de klei gestraat met ruime voegen,

en ingeveegd met teelaarde en graszaad. De sterkte wordt mede ontleend aan de wortels van het gras dat in de voegen groeit.

Door een steeds betere procesbeheersing in de baksteenindustrie neemt het afkeuringspercentage voor klinkers af. Mede hierdoor vindt deze constructie niet veel toepassing meer.

De laatste jaren is een taludverdediging van grasbetontegels in zwang geraakt, voor situaties waar een grasmat te licht en een gezette of gestorte bekleding te zwaar wordt geacht. Ook worden zulke tegels wel gebruikt als overgangsconstructie van een harde bekleding naar een grasmat.

Grasbetontegels hebben afmetingen van $0,40 \times 0,40$ m of $0,40 \times 0,60$ m, met ronde of rechthoekige gaten en een geprofileerd oppervlak. De dikte varieert van 0,09 tot 0,15 m.

In de met grond gevulde gaten en groeven groeit gras. Een poreus oppervlak van de tegel verdient de voorkeur, omdat graswortels zich daar beter op vasthechten.

Grasbetontegels worden meestal direct op klei geplaatst. Soms wordt onder de tegels een open kunststofweefsel aangebracht.

Er is nog weinig ervaring met grasbetontegels, maar tot nu toe is die redelijk gunstig. Voldoende inzicht in het functioneren van de bekleding ontbreekt echter nog. Verwacht wordt dat grasbetontegels, ook als het gras uit de gaten mocht zijn gespoeld, in staat zijn om doorgaande erosie van de onderliggende kleigrond te voorkomen. Filterdoek onder tegels kan in dit verband ook gunstig werken.

b. Gestorte bekledingen

Gestorte bekledingen moeten zo zijn opgebouwd dat er:

- geen stenen worden weggevoerd door stroming en golven,
- geen materiaal uit de ondergrond wordt uitgespoeld.

De stenen in de bovenlaag dienen voldoende zwaar te zijn (par. 11.7).

Afhankelijk van de samenstelling van de toplaag en de ondergrond worden 1 à 2 tussenlagen gebruikt.

Bestortingsmateriaal wordt in drie sorteringen onderscheiden:

- fijn bestortingsmateriaal met een diameter van 0,06 à 0,25 m,
- lichte stortsteen met een stukgewicht van 10 à 80 kg,
- zware stortsteen met een stukgewicht van 80 à 200 kg.

Door de bovenste laag stortsteen min of meer te zetten, kan men een vergroting van de steenstabiliteit verkrijgen. Wel wordt de totale constructie hierdoor bij een lokale beschadiging meer kwetsbaar. Als een laag stortsteen onvoldoende stabiliteit bezit, kan daar ook verbetering in worden gebracht door een patroonpenetratie met een overvuld bitumineus mengsel (par. 12.1.6.1). Men moet echter voorkomen dat er een gesloten bekleding ontstaat.

Uitspoeling van deeltjes uit de ondergrond kan worden voorkomen door toepassing van een filterconstructie (par.12.1.7).

c. Kunststofweefsels met ballast

Tegenwoordig worden ook kunststofweefsels als taludbescherming toegepast, met als ballast een losse bestorting of op het doek bevestigde betonblokjes of grindworsten.

In feite zijn dit gestorte of gezette steenbekledingen waarbij de onderste filterlaag vervangen is door een filterweefsel.

In de praktijk is gebleken dat steen met een stukgewicht van 10 à 80 kg direct op de mat kan worden aangebracht. Bij zwaardere steen is een tussenlaag noodzakelijk om beschadiging van het weefsel te voorkomen. Belangrijk is dat het weefsel gelijkmatig op de ondergrond gedrukt moet worden, om beweging van gronddeeltjes te voorkomen.

In Nederland worden hoofdzakelijk polypropyleen weefsels toegepast, die in 3 groepen te onderscheiden zijn.

Lichte weefsels ($0,120$ à $0,150$ kg/m²) worden toegepast op het bovenwatergedeelte van een taludverdediging. Ze zijn niet bestand tegen grote belastingen. Om beschadiging te voorkomen wordt wel een rietmat op het weefsel aangebracht.

Middelzware weefsels ($0,300$ à $0,400$ kg/m²) worden toegepast op die plaatsen waarbij kans op beschadiging aanwezig is, bijvoorbeeld door zettingen.

Zware weefsels ($0,500$ à $0,750$ kg/m²) worden toegepast voor het onderwatergedeelte van een taludverdediging.

Bij kunststofweefsels met vaste ballast in de vorm van betonblokjes vraagt de bevestiging van deze blokjes aan het doek de nodige aandacht. Ervaringen met op het doek gelijkde blokjes, dus zonder pen, kram of beugel, zijn niet erg gunstig.

Belangrijk is dat deze constructies op een vlakke ondergrond gelegd wordt. De overgangen tussen de matten vereisen extra aandacht.

Een voordeel van kunststofweefsels met vaste ballast is dat ze op steile taluds kunnen worden toegepast.

d. Bitumineuze open constructies

Dit zijn monoliet-constructies, die in het werk gemaakt worden. Het aan te brengen materiaal bestaat uit een mineraal korrelskelet met slechts een beperkte hoeveelheid bitumen; het is dus een ondervuld mengsel. Voorbeelden van zo'n constructie zijn open steenasfalt en zandasfalt.

Open steenasfalt bestaat uit gebroken kalksteen of grind, omhuld door een dik mastiekhuidje.

Op deze manier ontstaat een zeer doorlatend mengsel, dat toch flexibel en duurzaam is vanwege de relatief dikke coating rond de steendelen.

Bij rivierdijken is nog weinig ervaring met open steenasfalt. Als proef is het onder andere toegepast in een kribvak van de IJssel.

Zandasfalt is een schraal mengsel van zand en bitumen, met slechts een geringe

samenhang tussen de zandkorrels. Het wordt na het aanbrengen niet machinaal verdicht. Op taluds kan zandasfalt nog verwerkt worden bij een helling van ongeveer 1:3.

Zandasfalt wordt wel toegepast als filterconstructie. Door de geringe samenhang is zandasfalt niet goed bestand tegen golf- en stroomaanval. Daarom wordt er dikwijls een beschermende toplaag van open steenasfalt op aangebracht. Ook met een door het zandasfalt heen groeiende grasmat blijkt zandasfalt redelijk erosiebestendig. Ervaringen met zandasfalt in de hier beschreven toepassingen zijn tot nu toe gunstig.

12.1.7 *Drainages en filterconstructies*

Deze constructies worden bij waterkeringen toegepast om:

- hinder of gevaar door hoge grondwaterstanden en kwelwater te voorkomen,
- een beheerste uitstroming van kwelwater te bewerkstelligen, zonder uitspoeling van gronddeeltjes.

Gedacht kan hierbij worden aan drainages rondom bebouwing en onder wegen op een binnendijkse berm of op het maaiveld, en aan filterconstructies in taluds bij uittredend water, en onder open bekledingen.

Een belangrijke toepassing van drainage is de verlaging van waterspanningen in dijklichaam en ondergrond. Hiervan kan gebruik gemaakt worden als er bij het optredende waterspanningsbeeld geen voldoende stabiel dijkontwerp mogelijk is, en er voor verzwaring van het profiel ook geen mogelijkheden aanwezig zijn. De stabiliteit van de dijk, en dus ook de veiligheid, is dan uiteraard in sterke mate afhankelijk van het goed functioneren van de drainageconstructie. Ook op de lange termijn is een goede werking van de drainage daarom noodzakelijk. Om dit te kunnen garanderen dienen aan drainageconstructies eisen te worden gesteld met betrekking tot stabiliteit en doorlatendheid. Daarnaast blijven echter ook controle en onderhoud van groot belang. Men moet niet al te gauw overgaan tot het toepassen van drainageconstructies, niet alleen vanwege de vereiste zorg gedurende de hele levensduur, maar ook omdat de controle dikwijls moeilijk effectief is uit te voeren.

De stabiliteit ten aanzien van afschuiven en opdrijven moet verzekerd zijn, zowel voor de filterconstructie als geheel als voor onderdelen ervan. Het verdient aanbeveling hierbij een ruime veiligheidsmarge te hanteren.

Uitspoeling van korrels uit het te draineren grondlichaam of uit de drainageconstructie zelf mag niet plaatsvinden. Daartoe biedt een laagsgewijs opgebouwde filterconstructie met verschillende korrelgradaties een oplossing. De gradatie moet voldoen aan de eis dat korrels uit de ene laag niet door de poriën tussen de korrels van de volgende laag heen kunnen worden uitgespoeld.

De doorlatendheid van de drainageconstructie moet uiteraard groter zijn dan de doorlatendheid van de te draineren grond. Dit geldt ook voor de verschillende lagen onderling in een gegradeerd filter.

Deze eisen ten aanzien van stabiliteit en doorlatendheid zijn vastgelegd in zogenaamde filterregels.

Het meest bekend en meest toegepast is de empirische filterregel van Terzaghi:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}}$$

Hierin is:

D_{15} : de korreldiameter van het grove materiaal, waarbij 15 gewichtsprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

d_{15} resp. d_{85} : de korreldiameter van het fijne materiaal waarbij 15 resp. 85 gewichtsprocent van de deeltjes van het monster een kleinere diameter heeft.

Tevens geldt bij de filterregel van Terzaghi, dat de zeefkrommen van het grovere en fijnere materiaal ongeveer parallel moeten verlopen.

Een drainageconstructie kan uit meer dan twee lagen zijn opgebouwd. Voor twee opeenvolgende lagen moet dan de filterregel gelden.

Voor de minimaal benodigde dikte van de verschillende lagen wordt aanbevolen een maat van 2 à 3 maal d_{85} van de betreffende laag aan te houden. Wel dienen de laagdikten in de praktijk bij de uitvoering goed realiseerbaar te zijn. Meer informatie over granulaire filters is te vinden in lit. 26.

In het algemeen wordt voor drainageconstructies bij rivierdijken gebruik gemaakt van grof rivierzand, kif, grind en gebroken puin of steenslag.

Ter vervanging van een laag filtermateriaal kan een filterdoek van kunststofweefsel worden toegepast. Dit doek is in diverse soorten, sterkten en zanddichtheden te verkrijgen.

Voor meer informatie over kunststoffilters wordt verwezen naar bijvoorbeeld lit. 27 en 40.

Bij het ontwerp dient ook voldoende aandacht besteed te worden aan een goede afvoer van het water uit de drainageconstructie. Vaak zal dit langs of over het oppervlak van de drainageconstructie kunnen, bijvoorbeeld in een molgoot.

Een andere mogelijkheid is afvoer door drainagebuizen die in de filterconstructie zijn aangebracht. Deze constructie blijkt echter kwetsbaar. Daarnaast is regelmatig onderhoud in de vorm van doorspoeling van het buizenstelsel nodig, om verstopping door aangroei en dichtslibbing te voorkomen.

De controle op de goede werking van een filterconstructie vraagt de nodige voorzieningen en is dan vaak nog niet eenvoudig. In een aantal gevallen is een eenvoudige controle

mogelijk met behulp van peilbuizen in de dijk of de ondergrond. Afvoermeting van het kwelwater geeft een indicatie over de afvoercapaciteit van het filter.

Van de tot nu toe toegepaste drainageconstructies bestaat het grootste deel uit zogenaamde teen- of taluddrainages. Drainagesystemen voor het verlagen van de grondwaterpotentialiaal in het zandpakket onder de dijk zijn tot op heden maar zeer incidenteel toegepast. Men heeft er dus nog maar weinig ervaring mee. Het verdient aanbeveling om de nodige voorzichtigheid in acht te nemen bij het toepassen van zulke drainage-systemen.

Ook moet erop gewezen worden dat het waterbezwaar door kwel bij drainage van de zandondergrond aanzienlijk toe kan nemen.

12.1.8 *Damwanden, keermuren, kistdammen en dijkmuurpjes*

Als er te weinig ruimte is voor aanleg of verzwaring van een waterkerend grondlichaam, kan in bepaalde situaties gebruik worden gemaakt van een grondkerende constructie, zoals een damwand of keermuur, om het ruimtebeslag te beperken.

Belangrijk is hierbij de plaats van de grondkerende constructie in de waterkering. Voor damwanden en keermuren aan de waterkerende zijde van de dijk geldt, dat de maatgevende ontwerpbelasting door grond- en waterdrukken optreedt bij lage buitenwaterstanden.

Bij toepassing aan de binnenzijde doet de maatgevende belastingstoestand zich voor bij hoge buitenwaterstanden. Dan wordt de veiligheid van de waterkering als geheel in belangrijke mate bepaald door het al dan niet goed functioneren van de damwand of keermuur. Toepassing van deze constructies aan de waterkerende zijde van de dijk heeft dus de voorkeur.

Bij het ontwerp en de berekening van uit damwand of keermuur en grondlichaam samengestelde waterkeringen moet voldoende aandacht besteed worden aan de onderlinge stijfheidsverhoudingen. De gronddrukken op de constructie die in de berekening worden ingevoerd, moeten in overeenstemming zijn met de optredende vervormingen. Kennis van het spannings-vervormingsgedrag van grond is hierbij dus erg belangrijk.

Kistdammen zijn grondlichamen tussen twee aan elkaar verankerde damwanden. Over het algemeen worden ze toegepast als tijdelijke, vervangende waterkering, zoals wanneer in een bestaande hoofdwaterkering een gemaal, sluis of duiker moet worden gebouwd of gerenoveerd.

De stabiliteit wordt in belangrijke mate bepaald door de interactie tussen damwand en grondlichaam. De berekening van kistdammen is gecompliceerd, en dient daarom door specialisten te worden uitgevoerd.

Een aanzienlijke vergroting van de stabiliteit van een kistdam kan verkregen worden door de waterspanningen in de kistdam bij hoge buitenwaterstanden laag te houden door een drainagesysteem.

Voor permanente oplossingen kunnen alleen kleine opkistingen worden toegestaan, uitsluitend ter realisering of vergroting van de waakhogte van een waterkering.

Dijkmuurtjes zijn in het verleden vooral op zeedijken toegepast, maar ook wel op rivierdijken.

Als permanent kerend onderdeel op de kruin van de dijk zijn dijkmuurtjes ongeschikt, onder andere wegens hun kwetsbaarheid en het gevaar van onderloopsheid. Een dijkmuurtje mag alleen worden toegepast om voldoende waakhogte ten aanzien van golfoploop en -overslag te verkrijgen.

Voor meer informatie over ontwerp, beheer en onderhoud en over de voor- en nadelen van damwanden, keermuren, kistdammen en dijkmuurtjes wordt verwezen naar de betreffende leidraad van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (lit. 8). In bijzondere gevallen, zoals bij oude stadsmuren, kunnen geen algemene regels worden gegeven; van geval tot geval zal moeten worden nagegaan of en hoe op een verantwoorde wijze de waterkerende functie kan worden gerealiseerd.

12.1.9 *Waterdichte schermen*

Bij de aanleg of verbetering van rivierdijken kunnen ingrijpende veranderingen in de bestaande landschappelijke situatie in een beperkt aantal gevallen voorkomen worden door toepassing van waterdichte schermen in de grond.

Het bedoelde effect van waterdichte schermen is:

- een gehele of gedeeltelijke onderbreking van een kwelstroom, ter voorkoming van onderloopsheid of wateroverlast;
- een verlaging van de waterspanningen in de grond, ten behoeve van de stabiliteit.

12.1.9.1 Toepassingsgebied

Nuttig effect van waterdichte schermen is vooral te verwachten bij toepassing in relatief goed doorlatende, watervoerende zandlagen.

Gelet op de opbouw van dijk en ondergrond kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden:

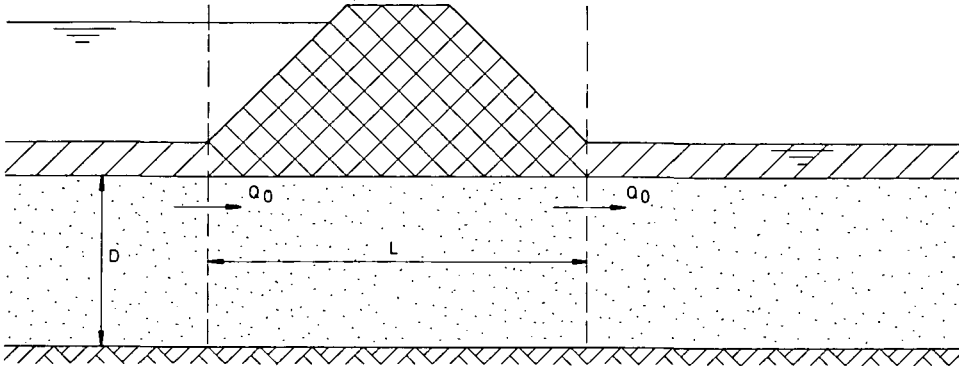
a. Dijklichaam met goed doorlatende grondlagen

In veel oude dijkprofielen is een zekere gelaagdheid aanwezig, als gevolg van vroegere verhogingen. Hierin kunnen relatief goed doorlatende lagen voorkomen, als gevolg van bijvoorbeeld oude wegverhardingen van grind of puin met zand. Een dergelijke constructie is geen bezwaar zolang het water door een goede kleibekleding op het buitentalud belemmerd wordt de dijk in te treden. Is deze bekleding niet aanwezig of onvoldoende dicht, dan kan de waterspanning in de dijk snel oplopen; dat kan gevaar voor uitspoeling en stabiliteitsverlies van het binnentalud opleveren. Als het aanbrengen van een goede kleibekleding op het buitentalud op grote bezwaren

stuit, kan men overwēgen om in de dijk een verticaal, waterdicht scherm aan te brengen, zoveel mogelijk aan de waterkerende zijde ervan.

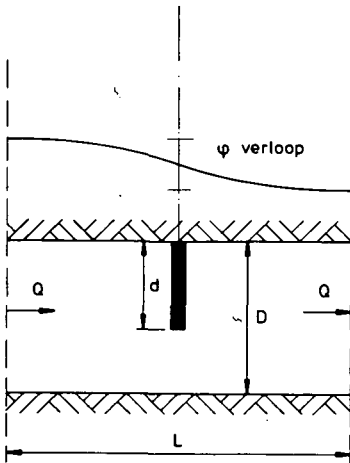
b. Watervoerende zandondergrond van grote dikte, onder een deklaag

Het meest voorkomende geologische profiel langs de rivieren is in figuur 12.3 aangegeven. De watervoerende zandlaag, vaak tientallen meters dik, staat in contact met de rivier. Binnendijks kunnen hoge waterspanningen onder de kleilaag voorkomen. Ook kan er gevaar zijn voor zandmeevoerende wellen.

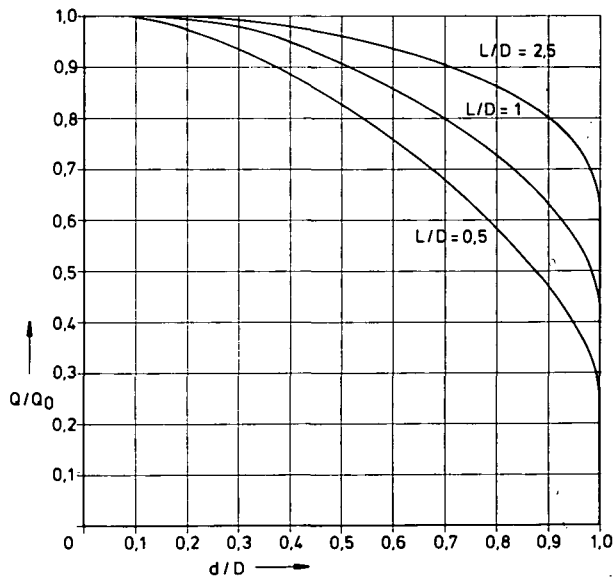


figuur 12.3

Om een waterdicht scherm in een dergelijke situatie effectief te laten zijn, zou het nagenoeg de gehele zandlaag moeten afsnijden van de rivier. Dat blijkt uit figuur 12.4 en figuur 12.5.



figuur 12.4



figuur 12.5

Hoewel technisch een dergelijke constructie wel te maken is, zal dit qua problemen tijdens de uitvoering, door de brede werkstrook en de inzet van zwaar materieel, vaak niet aantrekkelijk zijn.

c. Zandtussenlaag in de ondergrond

Langs de rivieren komen situaties voor met watervoerende zandtussenlagen in het afdekkende, slecht doorlatende pakket. Verbetering van de stabiliteit van de dijk kan dan worden verkregen door het afsluiten van de ingesloten zandlaag.

Samenvattend kan gesteld worden, dat het toepassen van verticale waterdichte constructies normaliter alleen voor de situaties a en c in aanmerking kan komen.

Het gevolg van afsluiting van een watervoerende laag onder de dijk kan zijn, dat de waterhuishouding van het gebied, ook bij normale rivierafvoeren, ingrijpend verstoord wordt. Gebieden met een specifiek eigen karakter – verkregen door snelle en grote fluctuaties van de grondwaterstand – kunnen ingrijpende veranderingen ondergaan, met onherstelbare gevolgen voor het milieu.

12.1.9.2 Systemen

Ten aanzien van de toepasbaarheid van waterdichte schermen spelen ook constructieve overwegingen een rol. Materiaalkeuze, uitvoeringsaspecten en het gedrag van het kwelscherm in relatie tot het dijkmateriaal en de ondergrond, zijn ook bepalend voor het goed functioneren.

De verschillende systemen voor het maken van kwelschermen zijn in drie groepen te verdelen:

- ingegraven constructies,
- verdringingsconstructies,
- geïnjekteerde constructies.

a. Ingegraven constructies

Kenmerkend voor dergelijke constructies is, dat de uitgegraven grond vervangen wordt door een waterdicht of slecht doorlatend materiaal. Tijdens het ontgraven speelt de stabiliteit van de sleuf een belangrijke rol.

De stabiliteit van een open sleuf wordt bepaald door de taludhelling, de grondeigenschappen en de grondwaterstand. Bij het ontgraven van de sleuf zal vaak met een open bemaling kunnen worden volstaan. In bijzondere gevallen kan een spanningsbemaling nodig zijn, om de stabiliteit van de sleufbodem en van de taluds te verzekeren.

Bij een grote ontgravingsdiepte is vanwege het ruimtebeslag een open sleuf met vrijstaande taluds minder aantrekkelijk. In dat geval kan het ontgraven en aanvullen tussen tijdelijke damwanden worden overwogen. De breedte van de sleuf wordt be-

paald door de afmetingen van de graafmachine, en door de benodigde ruimte om de sleuf goed te kunnen aanvullen en verdichten. Als de damwand de watervoerende laag geheel doorsnijdt, stelt het waterbezwaar meestal geen hoge eisen ten aanzien van bemaling.

Een alternatief voor zo'n tijdelijke damwandconstructie is het ontgraven van de sleuf met gebruikmaking van een steunvloeistof, de zogenaamde 'slurry trench'-methode. Hierbij wordt de sleufwand gesteund door de hydrostatische druk van de steunvloeistof, de dikspoeling. Daarbij is van belang, dat aan de wand een dunne ondoorlatende filterkoek ontstaat, om een zo gering mogelijk vloeistofverlies te verzekeren. Het een en ander stelt speciale eisen aan de eigenschappen van de dikspoeling. De gewenste overdruk in de sleuf kan worden bereikt door een bepaalde overhoogte van de steunvloeistof ten opzichte van de grondwaterstand, eventueel tot boven het maaiveld, of door het verzwaren van de vloeistof. Dit laatste stelt hoge eisen aan de tixotropie van de vloeistof: ook in rust mogen de zware deeltjes niet uitzakken. Voor een goed scherm is het van belang, dat het afdichtingsmateriaal de horizontale gronddrukken in evenwicht houdt. Bij een normaal geconsolideerde ondergrond betekent dit, dat de druk σ_h in de steunvloeistof groter moet zijn dan de actieve gronddruk σ_a , en kleiner dan de neutrale gronddruk σ_n . Als de horizontale druk σ_h in het afdichtingsmateriaal kleiner is dan de actieve gronddruk σ_a kan het scherm uitknepen worden; als de horizontale druk van het afdichtingsmateriaal groter is dan de neutrale gronddruk σ_n kan dit het uitzakken van het scherm tot gevolg hebben.

Naast de horizontale druk, bepaald door de volumieke massa, speelt de consistentie van het afdichtingsmateriaal ook een rol. Een waterdicht scherm zal meestal reiken tot in een slecht doorlatend, samendrukbaar grondpakket. Om zakkingen te voorkomen moet het gewicht van het kwelscherm gedragen kunnen worden door kleef in de doorsneden grondlagen. Dit is alleen mogelijk als het kwelscherm inwendige wrijving bezit. Materialen die zich tijdelijk of op de lange duur als vloeistof gedragen, zoals bijvoorbeeld ter plaatse gestort beton en bitumineuze materialen, moeten op dit punt kritisch worden beoordeeld, wanneer men overweegt ze in een verticaal scherm toe te passen.

Materialen met een zeer stijf gedrag, zoals beton, hebben het bezwaar dat vervormingen van de grond in horizontale richting niet gevolgd kunnen worden. Dit kan leiden tot hoge spanningen in het materiaal, en eventueel tot breuk.

Resumerend kunnen de eisen ten aanzien van het mechanisch gedrag van het afdichtingsmateriaal als volgt luiden:

- het moet zich gedragen als een grondmechanisch materiaal dat, in elk geval op den duur, schuifspanningen op kan nemen;
- het moet blijvend waterdicht zijn.

Het meest ideale materiaal voor een waterdicht scherm in waterkeringen is een aggregaat van korrels, waarbij de holle ruimten tussen de korrels zijn gevuld met een waterafsluitend materiaal.

De laatste tijd wordt ook steeds meer kunststoffolie toegepast in tijdelijke constructies. De bijzondere eigenschappen van de kunststoffolies worden in deze leidraad niet nader beschouwd. Volstaan wordt met de opmerking dat de duurzaamheid, de lasbaarheid en het sterktegedrag de voornaamste punten van overweging moeten zijn. Het verwerken van een kunststoffolie op het talud van een gegraven open sleuf, of in een op te werpen grondlichaam is zeer goed mogelijk.

Het aanbrengen van folie in een verticale sleuf is mogelijk geworden door gebruikmaking van diepdraineermachines. Met de zwaarste machines is een sleufdiepte van 5 m mogelijk. Bij een op deze wijze ontgraven sleuf kunnen verzakkingen ontstaan die in de folie ongewenste spanningen kunnen veroorzaken. Dit kan wel enigszins worden opgevangen door de sleuf zo goed mogelijk aan te vullen. Maar gezien de beschikbare ruimte moet men hiervan niet te veel verwachten. Bovendien zijn er problemen mogelijk met betrekking tot de waterdichtheid aan de onderkant van het kwelscherm.

b. Verdringingsconstructies

Voor het afsluiten van een watervoerende laag kunnen ook methoden worden toegepast waarbij het waterdichte element door heien of trillen in de grond wordt gebracht. De meest gangbare constructie van dit type is de houten of stalen damwand. Ondanks het feit dat stalen damwandplanken door middel van sloten aan elkaar worden gekoppeld, is de waterdichtheid van een dergelijke wand niet altijd goed te noemen. Bovendien kan vooral bij zwaar heiwerk een damplank wel eens uit het slot lopen; dit heeft een zeer nadelige invloed op de waterdichtheid van de wand. De damwand kan vrij licht van constructie zijn. Voor permanente constructies wordt gewezen op de eisen ten aanzien van de duurzaamheid van de damwand, die de afmetingen van de wand mede bepalen.

Daar een damwand een beperkte levensduur heeft, zal de dijkbeheerder er rekening mee moeten houden dat zo'n scherm na verloop van tijd vernieuwd moet worden. Damplanken van beton zijn voor waterdichte schermen ongeschikt, vanwege het ontbreken van een waterdichte koppeling tussen de planken.

c. Geïnjecteerde constructies

Een vloeistof met als hoofdbestanddeel waterglas wordt, onder aangepaste druk, door middel van een injectielans in de watervoerende laag gebracht. De eigenschappen van de vloeistof, zoals viscositeit en oppervlaktespanning, zijn zo gekozen dat het water uit de poriën wordt verdreven. Na uitharding van de vloeistof ontstaat een waterdicht scherm. Terwille van de waterdichtheid moeten de geïnjecteerde grondmotten goed op elkaar aansluiten. Injecteren in rijen met een zekere mate van overlap is dan ook noodzakelijk.

Het verschil met de voorgaande methode is, dat een klei-cement-suspensie niet in

staat is om het water uit de poriën van de watervoerende laag te verdringen. Vandaar dat die suspensie in een kunstmatig gemaakte ruimte wordt geperst.

De vorm en de afmetingen van het gereedschap bepalen het eindresultaat. Een van de methoden is die waarbij een stalen profielbalk in de grond wordt getrild. Terwijl hij er vervolgens weer wordt uitgetrokken, wordt de gevormde ruimte onder hoge druk gevuld met de klei-cement-suspensie. Men moet ernaar streven een zekere mate van overlapping te bereiken; dat geeft een grotere zekerheid ten aanzien van de waterdichtheid van het scherm. De klei-cement-suspensie moet reageren als een grondmechanisch materiaal; hij mag niet te slap zijn en ook niet te bros.

Dit laatste systeem is in wezen een combinatie van de methoden a en b.

12.2 Waterkerende kunstwerken in de dijk

Voor de infrastructuur van het achter de rivierdijken gelegen gebied komen op een aantal plaatsen in de dijk kunstwerken voor die tevens als waterkering moeten kunnen functioneren. Bedoeld zijn hier duikers, sluizen en gemalen voor het in- en uitlaten van water ten behoeve van de waterhuishouding, schutsluizen voor de scheepvaart, en keersluizen in open scheepvaartverbindingen ten behoeve van de hoogwaterbeveiliging.

Uit een oogpunt van waterkering zijn aan dergelijke kunstwerken wel bezwaren verbonden. Enerzijds hebben die te maken met de aansluiting van het kunstwerk, dat star is, op het veel flexibeler grondlichaam van de dijk. Anderzijds richten ze zich tegen de betrekkelijke kwetsbaarheid van beweegbare keermiddelen, die desondanks altijd, ook onder bijzondere omstandigheden, een veilige kering tegen het water moeten kunnen bieden. Ook de duurzaamheid van de constructie vormt een zwak punt, waardoor zwaardere eisen aan inspectie en onderhoud moeten worden gesteld.

Voor de uitgangspunten die men bij ontwerp en berekening van deze kunstwerken aan moet houden, en die gericht zijn op het verzekeren van het waterkerend vermogen, wordt verwezen naar lit. 8.

Bij het opstellen van rivierdijkverbeteringsplannen zal aan de bestaande, vaak oude kunstwerken de nodige aandacht moeten worden besteed. De beoordeling van het waterkerend vermogen kan geschieden aan de hand van de eerdergenoemde uitgangspunten. Vooral de beoordeling van constructiedelen die aan de normale waarneming onttrokken zijn, zoals paalfunderingen en kwelschermen, zal echter problemen kunnen geven, daar dikwijls voldoende gegevens ontbreken.

Bij twijfels over de deugdelijkheid van een constructie verdient het aanbeveling tot verwijdering over te gaan en alleen als dat strikt noodzakelijk is tot nieuwbouw te besluiten.

Bij voorkeur moeten ook de kunstwerken die weliswaar nog in goede staat verkeren, maar hun functie verloren hebben, uit de waterkering worden verwijderd.

In een aantal gevallen zal men een kunstwerk dat niet geheel aan de eisen voldoet, toch

in stand kunnen houden door het treffen van speciale constructieve of beheerstechnische maatregelen. Zo zal bij het ontbreken van voldoende lange kwelschermen onder een constructie, of bij een onvoldoende kwaliteit daarvan, een oplossing verkregen kunnen worden door:

- aan de landzijde van het kunstwerk in de bodem een filterconstructie aan te brengen;
- aan de rivierzijde te zorgen voor een waterdichte bodemafdekking;
- aan de binnenzijde een kwelkom met regelbaar peil aan te brengen.

Te korte zijschermen tegen achterloopsheid kunnen vaak worden verlengd. Een goede aansluiting van de nieuwe op de oude wand is hierbij erg belangrijk; men kan daartoe de wanden laten overlappen, en de grond ertussen door injecteren waterdicht maken. Bij al deze oplossingen is een goede aansluiting op het kunstwerk van het kwelscherm, de waterdichte bodemafdekking of de filterconstructie essentieel.

Een algemeen recept voor het beoordelen en verbeteren van het waterkerend vermogen van kunstwerken is niet te geven. Geval voor geval zal zorgvuldig bekeken moeten worden.

12.3 Vreemde objecten in, op en nabij de dijk

Voor deze problematiek wordt allereerst verwezen naar de door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen uitgegeven leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen (lit. 8). Meer specifiek voor de problematiek bij rivierdijken worden in het volgende nog een aantal opmerkingen omtrent beplanting, bebouwing en kabels en leidingen op en in dijken gemaakt.

12.3.1 *Beplanting*

Aan beplantingen op en nabij dijken zijn meer of minder belangrijke nadelen verbonden voor het goed functioneren van de dijk. Ze worden besproken in lit. 8. Het verdient daarom aanbeveling een waterkering zoveel mogelijk vrij te houden van begroeiing door bomen en struiken.

Bij nieuw aan te brengen beplantingen, in het kader van het bij de dijkverbeteringsprocedure behorende beplantingsplan, kunnen de volgende overwegingen een rol spelen:

- Buitentalud en kruin dienen, als primair waterkerend onderdeel van de dijk, vrij te blijven van beplanting om een goede grasmat te bevorderen, perforatie van de waterkerende kleilaag te voorkomen, en onderhoud en inspectie goed mogelijk te maken; dit geldt zeker bij zanddijken afgedekt met klei;

- In afsluitende kleilagen in het voorland, die essentieel zijn voor het ontwerp, mogen geen perforaties kunnen ontstaan door diepgaande wortels of omvallende bomen;
- Waar uittredend water uit het binnentalud verwacht wordt, dient geen beplanting te worden aangebracht, vanwege mogelijke concentraties van de grondwaterstroming en eventuele uitspoeling van gronddeeltjes;
- Op binnendijkse bermen en maaiveldophogingen kan zonodig beplanting worden toegestaan, mits dit niet het gevaar kan opleveren van perforaties in het waterkerende grondprofiel van dijk en berm. Gedacht kan worden aan oppervlakkig wortelende struiken en kleine boomsoorten, zoals fruitbomen, op een extra grondaanvulling. Diepwortelende en hoge, zware bomen worden hier afgeraden, mede met het oog op de vaak erg lage korrelspanningen die in deze zone bij hoge rivierstanden aanwezig zijn, waardoor scheefzakken en omvallen niet denkbeeldig is.

12.3.2 *Bebouwing*

Langs de rivierdijken komt vrij veel bebouwing voor. Naast enige steenfabrieken en scheepswerven betreft dit voor het merendeel boerderijen en woonhuizen van wisselende ouderdom. Met name de soms eeuwen oude huizen steken dikwijls met onderhuizen of kelders tot ver in de waterkering.

Hoewel landschappelijk soms erg fraai, moet bebouwing op en in de dijk als ongewenst worden beschouwd vanwege de nadelige invloeden ervan voor de waterkering, zowel in technisch-constructief opzicht als uit een oogpunt van goed beheer en onderhoud (lit. 8).

Vanuit andere belangen, zoals landschapsbehoud, monumentenzorg of bedrijfseconomische belangen, stuit het verwijderen van bebouwing dikwijls echter op bezwaren. Handhaving van de bebouwing kan in die gevallen overwogen worden, als het waterkerend vermogen van de dijk – ook op de lange duur – niet ontoelaatbaar wordt aangetast. In deze gevallen zal wel altijd een meer intensieve controle nodig zijn.

Wil men bebouwing handhaven, dan kan soms een acceptabele situatie worden bereikt door het treffen van speciale maatregelen, zoals het verplaatsen of opvijzelen van huizen, en het toepassen van drainageconstructies en keerwanden.

Voorkomen moet worden dat onderdelen van de bebouwing tevens een essentieel onderdeel van de waterkering vormen.

Als stelregel kan worden aangehouden dat in een willekeurig dwarsprofiel met bebouwing een 'theoretisch dijkprofiel' aanwezig moet zijn, dat geheel vrij is van bebouwing. Daarnaast mogen eventuele instabiliteiten in het werkelijke grondlichaam het theoretische dijkprofiel niet aantasten. Voorzover het gewicht van de bebouwing gunstig uitwerkt op de stabiliteit, mag hiermee toch geen rekening worden gehouden bij de stabiliteitscontrole.

Voor grondkerende delen van bebouwing buiten het theoretische dijkprofiel kan als voorwaarde voor handhaving gesteld worden, dat bij een mogelijk bezwijken ervan het

theoretische profiel van de waterkering niet mag worden aangetast. Ook uitspoeling en aantasting van dijk en ondergrond door de grondwaterstroming mag dan niet optreden. Kelders onder binnendijkse bebouwing in de in par. 11.5 genoemde bufferzone dienen bij voorkeur aangevuld en afgedicht te worden, voor zover zij in het theoretisch benodigde profiel voor dijk en berm steken. Aan de constructie en sterkte van toch te handhaven kelders dienen strenge eisen te worden gesteld.

De vloeren van deze kelders moeten beoordeeld worden op mogelijk opdrukken onder invloed van hoge grondwaterdrukken.

Aanbevolen wordt hierbij alleen het gewicht van de vloer zelf, eventueel vermeerderd met het gewicht van de onder de vloer nog aanwezige kleilaag, te vergelijken met de opwaartse waterdruk.

Het gewicht van keldermuren en eventueel de bovenliggende constructie kan alleen dan in de berekening worden betrokken, als de keldervloer zo is geconstrueerd dat de belasting door de waterdruk overgebracht kan worden op de muren. Een sterkteberekening van de vloer is dan nodig.

Het rekenen met grondwrijving langs de wanden, bij de beoordeling van opdrukgevaar, moet worden afgeraden. Ten eerste is onder de gegeven omstandigheden moeilijk aan te geven hoe groot deze wrijving zal zijn; bovendien is voor het ontwikkelen van wrijving enige verplaatsing nodig, en dat moet nu juist voorkomen worden.

Kelderwanden dienen minstens een neutrale gronddruk te kunnen keren. Bij kelders die tot in de watervoerende zandondergrond steken moeten eisen gesteld worden aan de waterdichtheid, maar vooral aan de zanddichtheid.

Vanzelfsprekend zal de staat van onderhoud van te handhaven bebouwing een belangrijke rol moeten spelen bij de beoordeling, evenals de verwachting ten aanzien van toekomstig onderhoud.

In het vorenstaande zijn een aantal aanwijzingen gegeven die richtinggevend kunnen zijn bij de beoordeling van toelaatbaarheid van bebouwing op en in dijken. Hiervan moeten geen strakke regels gemaakt worden. Het verdient aanbeveling geval voor geval, afhankelijk van de omstandigheden, op mogelijkheden tot handhaving te onderzoeken.

12.3.3 *Kabels en leidingen*

Bij het ontwerpen van rivierdijkverbeteringen wordt men vaak geconfronteerd met kabels en leidingen in het bestaande dijklichaam, zowel in langsrichting als kruisend. Met name voor hoogspanningskabels en leidingen voor huisaansluitingen op water, gas, elektriciteit en telefoon lijkt de kruin van een dijk een aantrekkelijke plaats. Kabels en leidingen kunnen echter een gevaar vormen voor het waterkerend vermogen

van een dijk. Voor de bezwaren van kabels en leidingen in een waterkering wordt verwezen naar lit. 6, 7 en 8.

In verband met deze bezwaren verdient het aanbeveling de aanwezigheid van kabels en leidingen in een dijklichaam zoveel mogelijk te beperken. Een voorgenomen dijkverbetering is een goede aanleiding om eens kritisch te kijken naar de noodzaak en de kwaliteit van in de dijk aanwezige kabels en leidingen.

Hierbij gelden de volgende aanbevelingen.

- Niet meer in gebruik zijnde kabels en leidingen, zowel kruisend als parallel liggend in een dijk, dienen zo veel mogelijk te worden verwijderd.

Als dat op grote bezwaren stuit, bijvoorbeeld door een ontoelaatbaar diepe ontgraving met het oog op grondroering, dienen vooral voor leidingen maatregelen getroffen te worden, zodat bij handhaving geen reëel gevaar aanwezig is voor de waterkering. Men kan bijvoorbeeld denken aan het vullen van leidingen met een cement-bentonietmengsel. Wel moet hierbij bedacht worden dat een leiding een relatief star element is, dat bij zetting en klink aanleiding kan geven tot vorming van holle ruimten in een dijklichaam.

- Een leiding die nog wel in gebruik is, dient getoetst te worden aan de door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen opgestelde uitgangspunten, zoals aangegeven in lit. 6 en 7.

Deze toetsing moet plaatshebben voor de omstandigheden waarin de leiding uiteindelijk na het gereedkomen van de dijkverbetering zal komen te verkeren, uitgaande van de oorspronkelijke situatie van de leiding bij aanleg.

Als de leiding niet voldoet, dient hij aangepast dan wel vervangen te worden, op basis van de eerder genoemde uitgangspunten.

Voor kabels geldt in principe hetzelfde. Toetsing en eventuele aanpassing van kabels in waterkeringen dient plaats te hebben aan de hand van het gestelde in lit. 8.

- In veel gevallen zal een totale verwijdering van kabels en leidingen uit het dijkprofiel in redelijkheid niet verlangd kunnen worden.

Als er een binnenberm aanwezig is, dan verdient die berm de voorkeur boven de kruin als plaats voor leidingen en kabels, in verband met de grondroering die bij aanleg en reparatie van kabels en leidingen niet te vermijden is. In ieder geval dient de kruin aan de rivierzijde gevrijwaard te blijven van grondroering. De constructie van de binnenberm kan zonodig worden afgestemd op de eventuele aanwezigheid van kabels en leidingen. Tijdens aanleg, onderhoud en reparatie van kabels en leidingen mag de stabiliteit van de dijk niet in gevaar worden gebracht. Bij ontgravingen moet hiermee rekening worden gehouden.

Het verdient aanbeveling geen leidingen te leggen in de zone direct achter de dijk, als het binnendijkse kleidek daar bij hoogwater kan worden opgedrukt, of mogelijk sterk verweekt raakt. In zo'n situatie kunnen moeilijk te kwantificeren vervormingen aan de leiding worden opgedrongen, die wellicht aanleiding kunnen geven tot leidingbreuk.



(Foto: Heidemij Adviesbureau bv)

Oude rivierstrang langs de Waalbandijk bij Dodewaard



(Foto: Heidemij Adviesbureau bv)

De kolk van Augustinus achter de rechter Waalbandijk bij Ochten

12.4 Wielen en strangen nabij de dijk

Dichtbij rivierdijken worden op veel plaatsen wielen aangetroffen; die zijn ontstaan bij vroegere doorbraken van de dijk. Door het inundatiewater werd de grondslag ter plaatse weg geërodeerd. Doorgaans werd dan na het hoogwater een nieuwe dijk aan de rivierzijde om het wiel aangelegd; soms ook wel aan de polderzijde van het wiel.

Op een aantal plaatsen komen dicht bij de dijk ook strangen voor. Dit zijn oude, min of meer verlande rivierlopen.

Kenmerkend voor wielen of strangen is het soms vrij diepe en gedeeltelijk met water gevulde gat in de bodem. Indien zo'n wiel of strang dicht bij de dijk ligt kan de stabiliteit van de dijk nadelig worden beïnvloed.

Ten aanzien van de gevolgen voor de stabiliteit kan onderscheid worden gemaakt in binnendijks gelegen wielen en een wiel of strang buitendijks.

12.4.1 *Wiel binnendijks*

Doorgaans is een wiel zo diep, dat het tot in de zandondergrond onder de veelal aanwezige klei- en veenlagen reikt.

Bij hoge rivierstanden is er dan een aanzienlijke kwel door dit zandpakket heen, naar het wiel. Het grondwater treedt uit het zandige onderwatertalud, en is daarbij het sterkst geconcentreerd in het bovenste deel van het zandtalud. Zo'n grondwaterbeweging kan instabiliteiten in het talud veroorzaken.

In het verleden heeft men bij verscheidene wielen de intensiteit van de grondwaterstroming kunnen verminderen – en daarmee de kans op het optreden van stabiliteitsverlies – door de aanleg van kwelkaden om het wiel, aansluitend op de banddijk. Bij hoge rivierstanden werd op die manier bij de vulling van het kwelgebied een beperking van het verval over de dijk verkregen.

Dijkvakken bij een wiel zijn kwetsbaarder dan normale dijkvakken. Gebreken zullen vaak pas in een relatief laat stadium worden geconstateerd, omdat het gebeuren beneden het niveau van het waterpeil in het wiel aan de waarneming onttrokken is. Tijdig ingrijpen bij dreigend stabiliteitsverlies wordt hierdoor bemoeilijkt. Bovendien zal bij dreigend doorbraakgevaar het treffen van adequate maatregelen door de aanwezigheid van het wiel maar beperkt mogelijk zijn.

Met het oog op het bovenstaande verdient het aanbeveling een wiel geheel of gedeeltelijk te dempen, waardoor de situatie van een normaal dijkvak wordt benaderd. Dit kan ook worden bereikt met een rivierwaartse verschuiving van de dijk.

In gevallen waar dit met het oog op andere belangen niet mogelijk is, zullen meer verfijnde maatregelen ter vergroting van de stabiliteit moeten worden toegepast.

De mogelijke vormen van instabiliteit bij wielen zijn in principe gelijk aan die bij gewone dijkvakken. Bij een wiel is echter aantasting van het binnendijks onder water ge-

leggen zandtalud mogelijk, door overschrijding van de kritieke uittreeverhangen van het grondwater. Dit verdient extra aandacht, want daardoor kan plaatselijk, in eerste instantie meestal oppervlakkige instabiliteit of een begin van welvorming ontstaan. Voortschrijding van deze processen kan afschuivingen of verzakkingen op grote schaal tot gevolg hebben.

Daarnaast kan de stabiliteit van een dijk bij een wiel, evenals bij de normale dijkvakken, verloren gaan door het ontstaan van diepe glijvlakken. Daarbij kan, afhankelijk van het dwarsprofiel van de dijk, de waterkering geheel of voor een groot deel in beweging komen.

Omdat een wiel een grote bergingsmogelijkheid biedt voor een schuivende grondmassa, moet een dergelijk stabiliteitsverlies als zeer ernstig beoordeeld worden. De na te streven veiligheid dient mede door dit gegeven te worden bepaald.

Voor elk van deze aspecten wordt verwezen naar par. 11.3, 11.4 en 11.5.

Enkele aanvullende opmerkingen zijn hierbij echter nodig:

- De taluds en de bodem van een wiel kunnen bedekt zijn met een min of meer geconsolideerde sliblaag. Dit leidt tot een extra uittreeweerstand voor het kwelwater, waardoor de waterspanningen in de grond hoger worden dan wanneer er geen sliblaag aanwezig is.
- De grondwaterstroming zal min of meer radiaal kunnen zijn. Dit leidt tot hogere waterspanningen dan bepaald uit de doorgaans gebruikte twee-dimensionale schematisering.
- Inscharingen in een afdekkende kleilaag op een zandondergrond ter plaatse van het onderwatertalud veroorzaken eveneens een concentratie van de grondwaterstroming.
- Wanneer de grond langs het onderwatertalud door afzetting van slib of door begroeiing niet homogeen is, kan men stromingsconcentraties in het uittredende grondwater verwachten.

Het verhogen van het waterpeil in het wiel behoeft met name bij de aanwezigheid van een binnenberm niet altijd tot een vergroting van de stabiliteit langs diepe glijvlakken te leiden.

Meer informatie over deze problematiek is te vinden in lit. 14.

Ter vergroting van de stabiliteit kunnen speciale maatregelen getroffen worden, hetzij om het kwelwater aan de rivierzijde van de dijk te blokkeren, hetzij om het kwelwater zonder gevaren voor stabiliteitsverlies uit het zandtalud te laten uittreden.

Bij de eerstgenoemde mogelijkheid kan worden gedacht aan waterdichte schermen. De toepassing lijkt echter beperkt, in verband met de doorgaans aangetroffen bodemgesteldheid (par. 12.1.9). Het aanbrengen van een filterconstructie (par. 12.1.7) in de potentieel gevaarlijke zone van het talud geeft een oplossing voor de tweede genoemde mogelijkheid. Bij wielen zal vanwege de moeilijke uitvoering de filterconstructie betrekkelijk ruim gedimensioneerd moeten worden.

12.4.2 *Wiel of strang buitendijks*

Een buitendijks gelegen wiel of strang kan in principe op twee manieren een nadelige invloed hebben op de stabiliteit van een dijk.

In de eerste plaats kan het wiel of de strang invloed hebben op de grondwaterstroming: het daar binnendringen van water in de zandondergrond kan een verhogend effect hebben op de waterspanningen in en onder de dijk.

Vaak is er in de buitendijks gelegen wielen of strangen in de loop der jaren een sliblaag afgezet. Deze sliblaag kan een tamelijk grote afsluitende werking hebben, en derhalve van betekenis zijn bij een stabiliteitsbeschouwing. Maar dan moet men er wel voldoende zeker van zijn dat de afsluitende sliblaag aanwezig blijft.

In de tweede plaats heeft een wiel of strang in de onmiddellijke nabijheid van de buiten- teen van de dijk een nadelige invloed op de stabiliteit van het buitentalud. Onder maat- gevende omstandigheden, voorkomend bij vallend water, zou het buitentalud kunnen afschuiven. Indien dit gevaar aanwezig is, zal een vergroting van de stabiliteit kunnen worden verkregen door het aanbrengen van een steunberm in het wiel of de strang.

APPENDIX A

Eenheden, symbolen en definities

In de leidraad wordt het internationale stelsel van eenheden gebruikt, het zogenaamde SI-eenheden stelsel.

De onderstaande tabel geeft een overzicht van de belangrijkste grootheden die worden gebruikt in de leidraad, met hun eenheden en symbolen.

grootheid	eenheid	symbool
lengte	meter	m
oppervlakte	vierkante meter	m ²
inhoud	kubieke meter	m ³
vlakke hoek	radiaal	rad
vlakke hoek	(graad)	$\left(1^\circ = \frac{\pi}{180} \text{ rad}\right)$
massa	kilogram	kg
tijd	seconde	s
tijd	(dag)	(d)
snelheid	meter per seconde	m/s
versnelling	meter per seconde kwadraat	m/s ²
volumieke massa	kilogram per kubieke meter	kg/m ³
kracht	newton	N = kg · m/s ² *
druk	pascal	Pa (= N/m ²)
moment	newtonmeter	N · m
elektrische stroom	ampère	A
elektrische spanning	volt	V
elektrische weerstand	ohm	Ω (= V/A)

* 1 newton (N) = 10⁻³ kilonewton (kN) = 10⁻⁶ meganewton (MN)

1 newton = 1/g kilogramforce (kgf) met g = 9,81 . . . m/s²

Verder komen er in de leidraad veel begrippen voor die worden gekarakteriseerd door lettertekens, ten behoeve van het gebruik in formules, tekeningen en grafieken. De nu volgende lijst geeft een overzicht met een verwijzing naar de paragraaf waar het begrip is omschreven. Een aantal begrippen wordt hier nader gedefinieerd.

Symbool	Omschrijving	Paragraaf
<i>A</i> [—]	de zwelconstante in de samendrukkingswet van Terzaghi	8.3.2
<i>a</i> [m]	de aanleghoogte van een dijk t.o.v. een referentieniveau	11.1
<i>a</i> [—]	een coëfficiënt in overdrukberendingen bij gesloten bekledingen	11.6.1

a_d	[div]	een algemene aanduiding voor de ontwerpwaarde van een geometrische parameter	6.3
a_r	[div]	een algemene aanduiding voor een representatieve waarde van een geometrische parameter	6.3
B	[m]	de breedte van de bufferzone achter de dijk, met het oog op zandmeevoerende wellen	11.5.1
B	[div]	een kenmerkende rekengrootheid voor de belastingen	6.1
B_d	[div]	een kenmerkende rekengrootheid voor de ontwerpbelasting	6.3
C	[—]	de samendrukkingsconstante in de samendrukkingswet van Terzaghi	8.3.2
C_p	[—]	de primaire samendrukkingsconstante in de gecombineerde zettingsformule van Terzaghi en Buisman-Koppejan; C_{p1} resp. C_{p2} zijn de waarden van C_p onder resp. boven de grensspanning	8.3.2
C_s	[—]	de secundaire samendrukkingsconstante in de gecombineerde zettingsformule van Terzaghi en Buisman-Koppejan; C_{s1} resp. c_{s2} zijn de waarden van C_s onder resp. boven de grensspanning	8.3.2
c	[kN/m ²]	algemene aanduiding voor de cohesie van de grond	8.3.1
c	[s] of [d]	= d/k_v , de weerstand van een homogene, slecht doorlatende laag tegen verticale doorstroming	app. B
c'	[kN/m ²]	de ware cohesie in het concept van de gedraineerde schuifsterkte	8.3.1
c_u	[kN/m ²]	de schijnbare cohesie in het concept van de ongedraineerde schuifsterkte	8.3.1
c_v	[m ² /s] of [m ² /d]	= $\frac{k}{(m_v + n\beta)\varrho_w g}$, de consolidatiecoëfficiënt bij één-dimensionale verticale consolidatie	8.3.2
c_w	[—]	een coëfficiënt, afhankelijk van de grondsoort, bij de bepaling van de benodigde kwelweg volgens Bligh of Lane	11.5.1
D	[m]	de dikte van een watervoerend zandpakket	10.1.1, app. B

D	[m]	de korreldiameter van filtermateriaal	12.1.7
d	[m]	de korreldiameter van materiaal onder een filterlaag	12.1.7
d	[m]	de waterdiepte	7.2.1.1, bijl.8
d	[m]	de dikte van een afdekkende, slecht doorlatende laag	app. B
e	[—]	het poriëngetal, dit is de verhouding tussen het volume van de poriën en het volume van de korrels in de grond; er geldt: $e = \frac{n}{1 - n}$	
F	[m]	de strijklengte van de wind over het water	7.2.1.1, bijl. 8
F_e	[m]	de effectieve strijklengte	7.2.1.1, bijl. 9
F_d	[div]	de ontwerpwaarde van een belasting	6.3
F_r	[div]	de representatieve waarde van een belasting	6.3
f_d	[div]	de ontwerpwaarde van een materiaaleigenschap	6.3
f_r	[div]	de representatieve waarde van een materiaaleigenschap	6.3
G	[kN/m ²]	het gewicht van een laag grond per eenheid van oppervlakte	11.3.2, 11.5.1
g	[m/s ²]	de versnelling van de zwaartekracht; $g = 9,81...m/s^2$	
H	[m]	de kerende hoogte, het hoogteverschil tussen waterstand en binnendijks maaiveld	11.5.1
H	[m]	het hoogteverschil tussen de onderzijde van een gesloten taludverdediging en de freatische lijn in een dijklichaam	11.6.1
H_s	[m]	de significante golfhoogte, het gemiddelde van het hoogste derde deel van de golfhoogten	7.2.1
h	[m]	de dikte van een samendrukbaar pakket	8.3.2
Δh	[m]	de samendrukking van een grondpakket onder invloed van een belasting	8.3.2
h	[m]	de stijghoogte (zie ook φ)	10.2.1, 11.5.1
h_c	[m]	de capillaire stijghoogte boven de freatische lijn	10.1.2
I	[A]	de elektrische stroomsterkte	9.5.1

I_p	[%]	de plasticiteitsindex; dit is het verschil tussen de vloeigrens w_1 en de uitrolgrens w_p , in procenten	9.6, 12.1.3
i	[—]	het verhang van de grondwaterstroming	11.4, 11.5
i_{kr}	[—]	het kritieke verhang bij verticale, opwaarts gerichte grondwaterstroming	11.5.1
k		een index, ter aanduiding van een karakteristieke waarde	9.7.1
k	[m/s] of [m/d]	de doorlatendheidscoëfficiënt van grond; voor x , y en z -richting: k_x , k_y en k_z	8.3.2, 10.1, 10.2
k_v	[m/s] of [m/d]	de verticale doorlatendheidscoëfficiënt van een afdekkende, slecht doorlatende laag	app. B
kD	[m ² /s] of [m ² /d]	de transmissiviteit of het doorlaatvermogen van een watervoerend zandpakket	10.1.1, app. B
L	[m]	algemene aanduiding voor een lengtemaat	
L_b	[m]	lengte van de kwelweg volgens Bligh of Lane	11.5.1
L_0	[m]	$= gT^2/2\pi$, de golflengte van een windgolf	7.2.1.2
$l(\alpha)$	[m]	de lengte van de projectie op de windrichting van de strijklengte, in een richting onder een hoek α met de windrichting	7.2.1.1
M_a	[kN · m]	het aandrijvend moment in een glijvlakberekening	11.3.1
M_{ad}	[kN · m]	de ontwerpwaarde van M_a	11.3.3
M_{rm}	[kN · m]	de maximale waarde van het weerstandbiedende moment M_r	11.3.2
M_{rmd}	[kN · m]	de ontwerpwaarde van M_{rm}	11.3.3
m_k	[div]	een karakteristieke gemiddelde waarde	9.7.1
m_v	[m ² /N]	de samendrukbaarheidscoëfficiënt van grond:	8.3.2
		$m_v = \frac{1}{h} \frac{dh}{d\sigma_v}$	
N	[kN]	een normaalkracht, loodrecht op een vlak	11.3, 11.4
n	[—]	aantal monsters in een steekproef	9.7.1
n	[—]	het poriëngehalte, de verhouding tussen het poriënvolume en het volume van de grond:	
		$n = \frac{V_g - W_k/\rho_k g}{V_g}$	8.3.2

P	[kN]	de lamelscheidingskracht in een glijvlakberekening	11.3.2
p_0	[kN/m ²]	de aanwezige grondspanning vóór een belastingverhoging	8.3.2
Δp	[kN/m ²]	de toename van de grondspanning door een belastingverhoging	8.3.2
$p_{\max}$	[kN/m ²]	de maximale wateroverdruk onder een gesloten bekleding	11.6.1
Q	[m ² /s] of [m ² /d]	het debiet per eenheid van breedte, door een watervoerend zandpakket	app. B
q	[m/s] of [m/d]	het specifieke debiet of de filtersnelheid bij grondwaterstroming, met componenten q_x , q_y en q_z in x -, y - en z -richting	10.2.1
q_c	[MN/m ²]	de conusweerstand bij een sondering	9.5.2
q_f	[MN/m ²]	de plaatselijke wrijving, gemeten bij een sondering met kleefmeting	9.5.2
r	[m]	de straal van een cirkelvormig glijvlak	11.3.1
S	[kN]	de schuifkracht in een glijvlak	11.3.2
S	[—]	de elastische bergingscoëfficiënt van een watervoerend zandpakket	10.1.1
S_s	[1/m]	de specifieke elastische bergingscoëfficiënt voor een eenheidsvolume grond	10.1.1
S_w	[—]	de verzadigingsgraad van grond, zijnde de verhouding tussen het volume van het in de poriën aanwezige water en het volume van de poriën: $S_w = \frac{(W_g - W_k)/\rho_w g}{(V_g - W_k/\rho_k g)}$	9.6.1, 10.1.2
s	[div]	de standaardafwijking, bepaald uit n monsters	9.7.1
T	[s]	(gemiddelde) golfperiode	7.2.1.1, 7.2.1.2
T	[kN/m ²]	de aandrijvende kracht bij afschuiving, evenwijdig aan het talud	11.4.2, 11.6.2
T	[—]	een dimensieloze tijdfactor in het consolidatieproces	8.3.2
t	[s] of [d]	tijd	

t	[—]	de toetsingsgrootheid van de Studentverdeling	9.7.1
U	[V]	elektrische spanning	9.5.1
u	[m/s]	windsnelheid	7.1.1, bijl. 8
u	[kN/m ²]	de waterspanning; voor elk punt geldt $u = \rho_w g a$, waarin a de stijghoogte is in dat punt, gemeten ten opzichte van de plaatshoogte van dat punt	10.2.1
V_g	[m ³]	het volume van een bepaalde hoeveelheid grond, inclusief de poriën	9.6.1
W_g	[N]	het gewicht van een bepaalde hoeveelheid (natte) grond	9.6.1
W_k	[N]	het gewicht van een bepaalde hoeveelheid droge grond, dit is het gewicht van de korrels	9.6.1
W	[kN/m ²]	de wrijvingsweerstand in een schuifvlak	11.6.2
W	[kN/m ²]	de opwaartse waterdruk per eenheid van oppervlakte	11.3.2, 11.5.1
W	[s/m] of [d/m]	de stromingsweerstand van een watervoerend zandpakket, afgedekt door een slecht doorlatende laag	app. B
w	[—]	het watergehalte, dit is de verhouding tussen het gewicht van het water in de grond en het gewicht van de korrels: $w = \frac{W_g - W_k}{W_k}$	9.6.1
w	[m]	de minimaal benodigde waakhogte	8.1, 11.1
$w(\alpha)$	[—]	een gewichtsfunctie bij de bepaling van de effectieve strijklengte	7.2.1.1
x	[m]	plaatscoördinaat in het horizontale vlak	
$\underline{x}$	[div]	algemene aanduiding voor een stochastische variabele, aangeduid met de parameter x	9.7.1
$\bar{x}$	[div]	de gemiddelde waarde van een parameter x	9.7.1
x_k	[div]	de karakteristieke waarde van een parameter x	9.7.1
y	[m]	plaatscoördinaat in het horizontale vlak	
z	[m]	plaatscoördinaat in het verticale vlak	

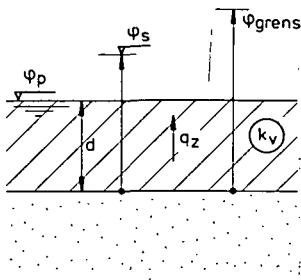
z	[m]	overhoogte van de dijk boven de minimaal benodigde waakhoogte, ten behoeve van zakkings van de dijk	11.1
$z_{2\%}$	[m]	de golfoploophoogte die door 2% van de aankomende golven wordt overschreden	7.2.1.2
α	[°] of [rad]	aanduiding voor de grootte van een hoek	7.2.1, 11.4.1
β	[°] of [rad]	aanduiding voor de grootte van een hoek	7.2.1, 11.4.11
β	[m ² /N]	de samendrukbaarheidscoëfficiënt van water: $\beta = \frac{1}{V} \frac{dV}{dp}$	8.3.1, 10.1.1
γ	[—]	aanduiding voor een veiligheidsfactor	11.3.3
γ_d	[—]	(partiële) factor voor modelonzekerheden	6.3
γ_f	[—]	(partiële) belastingfactor	6.3
γ_m	[—]	(partiële) materiaalfactor	6.3
γ_n	[—]	(partiële) schadefactor	6.3
θ_d	[div]	marge tussen de ontwerpsterkte en de ontwerpbelasting	6.3
λ	[m]	de spreidingslengte of lekfactor, $\lambda = \sqrt{kDc}$	app. B
μ	[div]	het gemiddelde van een stochastische grootheid	9.7.1
ν	[—]	het aantal vrijheidsgraden in de Studentverdeling	9.7.1
ρ	[kg/m ³]	algemene aanduiding voor de volumieke massa of dichtheid van een materiaal	
ρ_d	[kg/m ³]	de volumieke massa van droge grond: $\rho_d = \frac{W_k}{g \cdot V_g}$	9.6.1
ρ_f	[Ω · m]	de specifieke elektrische weerstand van de grond	9.5.1
ρ_g	[kg/m ³]	de volumieke massa van grond	11.4
ρ_k	[kg/m ³]	de volumieke massa van het korrelmateriaal in grond	9.6.1

ϱ_n	[kg/m ³]	de volumieke massa van natte grond $= \frac{W_g}{g \cdot V_g}$	9.6.1
ϱ_s	[$\Omega \cdot m$]	de schijnbare specifieke elektrische weerstand van grond	9.5.1
ϱ_w	[kg/m ³]	de volumieke massa van water: $\varrho_w = 1000$	9.6.1
σ	[div]	de standaardafwijking van een stochastische grootte	9.7.1
σ	[kN/m ²]	een (grond)spanning	11.3.1
σ'	[kN/m ²]	de effectieve spanning of korrelspanning	11.3.1
σ_a	[kN/m ²]	de actieve horizontale gronddruk	12.1.9.2
σ_h	[kN/m ²]	de horizontale gronddruk	12.1.9.2
σ_n	[kN/m ²]	de neutrale horizontale gronddruk	12.1.9.2
σ'_1, σ'_3	[kN/m ²]	de normaal-korrelspanningen in de hoofdrichtingen, dat wil zeggen op vlakken waarin geen schuifspanningen voorkomen	9.6.3.1
τ	[kN/m ²]	algemene aanduiding voor schuifspanning	8.3.1
τ_f	[kN/m ²]	de ongedraineerde schuifsterkte van grond	8.3.1
τ'_m	[kN/m ²]	de gedraineerde schuifsterkte van grond	8.3.1
φ	[m]	de stijghoogte van het grondwater	10.2.1
φ_{grens}	[m]	de grensstijghoogte	10.5.1
$\dot{\varphi}$	[°]	de hoek van inwendige wrijving	8.3.1
Φ	[m ² /s]	de grondwaterpotentiaal: $\Phi = k \cdot \varphi$	10.2.5
Ψ	[m ² /s]	de stroomfunctie bij grondwaterstroming, die het verloop van de stroomlijnen beschrijft	10.2.5

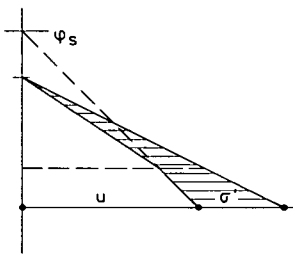
APPENDIX B

Analytische oplossingen voor enige gevallen van stationaire stroming

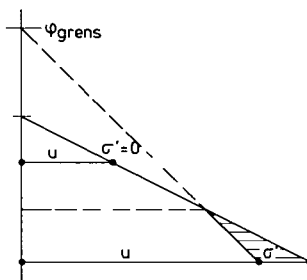
B.1. Stroming door een afdekkende kleilaag



figuur B.1^a



figuur B.1^b



figuur B.1^c

Voor q_z geldt:

$$q_z = -k_v \frac{(\varphi_s - \varphi_p)}{d} = -\frac{(\varphi_s - \varphi_p)}{c} \quad \text{met} \quad c = \frac{d}{k_v} \quad (\text{figuur B.1}^a)$$

Het bijbehorende waterspannings- en korrelspanningsverloop is gegeven in figuur B.1^b. Voor $\varphi_s = \varphi_{\text{grens}}$ is q_z niet te bepalen, vanwege de onbekendheid omtrent de grootte van k_v (par. 10.1.5).

Bij $\varphi_s = \varphi_{\text{grens}}$ is de korrelspanning σ' in de kleilaag gelijk aan 0. De kleilaag is volledig verweekt, en afgezien van cohesie zonder enige draagkracht (figuur B.1^c).

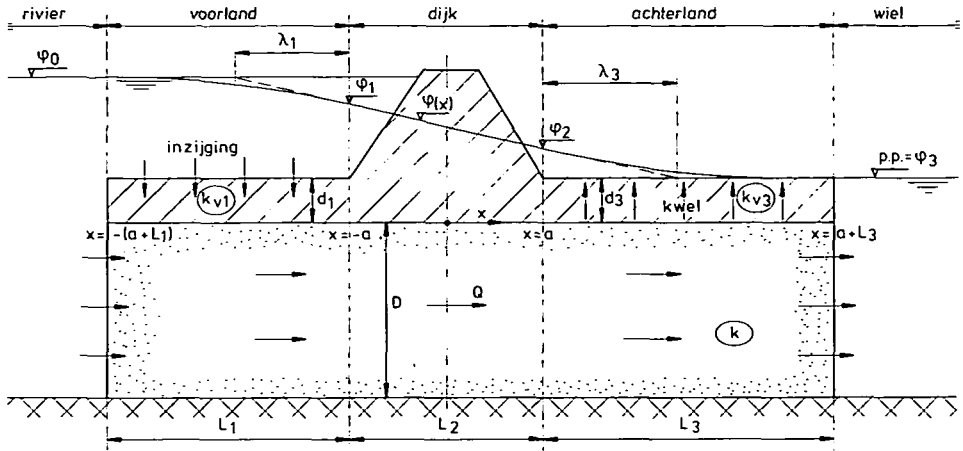
Voor neerwaartse stroming zoals in het geval van inzijging in een uiterwaard, geldt:

$$q_z = -k_v \frac{(\varphi_r - \varphi_s)}{d} = -\frac{(\varphi_r - \varphi_s)}{c}$$

Hierin is φ_r de stijghoogte van de rivier.

B.2 Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met slecht doorlatende, afdekkende lagen in het voor- en achterland, zonder radiale intree of uittree van water.

Bij de aanname dat de stroming in het zandpakket overwegend horizontaal is, is voor het in figuur B.2 geschetste geval een eenvoudige analytische oplossing beschikbaar voor het debiet en het stijghoogteverloop in het zand onder de afdekkende laag (lit. 34, 43).



figuur B.2

De stromingsweerstand van het zandpakket onder de dijk wordt gegeven door $W_2 = L_2 / kD$. Aan het zandpakket met de afdekkende laag in het voorland en in het achterland kunnen de weerstanden

$$W_1 = \frac{\lambda_1}{kD} \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} \quad \text{en} \quad W_3 = \frac{\lambda_3}{kD} \tanh \frac{L_3}{\lambda_3} \quad \text{worden toegekend.}$$

Hierin is $\lambda = \sqrt{kDc}$ de spreidingslengte of lekfactor en $c = d/k_v$ de weerstand van de afdekkende laag.

De totale weerstand van het zandpakket met afdekkende laag volgt uit $\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3$.

De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk volgt dan uit:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{kD}}{\frac{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1}}{kD} + \frac{L_2}{kD} + \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{kD}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitenteen geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\frac{L_2}{kD} + \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{kD}}{\frac{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1}}{kD} + \frac{L_2}{kD} + \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{kD}}$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

$$Q = \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{\Sigma W} = kD \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{\frac{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1}}{kD} + \frac{L_2}{kD} + \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{kD}}$$

Het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag kan worden berekend met:

$$\text{- voorland: } \varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1) \frac{\sinh \frac{a + L_1 + x}{\lambda_1}}{\sinh \frac{L_1}{\lambda_1}}$$

$$\text{- dijk: } \varphi(x) = \frac{(\varphi_1 + \varphi_2)}{2} - \frac{(\varphi_1 - \varphi_2)}{2} \frac{x}{a}$$

$$\text{- achterland: } \varphi(x) = \varphi_3 + (\varphi_2 - \varphi_3) \frac{\sinh \frac{a + L_3 - x}{\lambda_3}}{\sinh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

In deze formules zijn de volgende vereenvoudigingen mogelijk.

- a. Voor grote waarden van L_1/λ_1 en L_3/λ_3 (d.w.z. $> 1,8$ à 2), dus bij een uitgestrekt voorland of achterland; geldt bij benadering

$$W_1 \approx \frac{\lambda_1}{kD} \quad \text{en} \quad W_3 \approx \frac{\lambda_3}{kD}$$

Voor de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk geldt dan:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3} \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3}$$

Het stijghoogteverloop onder de afdekkende laag volgt in dat geval uit:

- voorland: $\varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1)e^{(a+x)/\lambda_1}$
- achterland: $\varphi(x) = \varphi_3 + (\varphi_2 - \varphi_3)e^{(a-x)/\lambda_3}$

Het debiet Q onder de dijk wordt verkregen uit:

$$Q = kD \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{\lambda_1 + L_2 + \lambda_3}$$

Dit debiet is gelijk aan het totale debiet dat inzijgt in het voorland en weer omhoog kwelt in het achterland. In dit geval is er dus geen directe intree van water uit de rivier in het zand en evenzo niet vanuit het zand naar een binnendijs gelegen open water.

b. Voor kleine waarden van L_1/λ_1 en L_3/λ_3 (d.w.z. $< 0,5$), dus bij een voorland en achterland van beperkte breedte, geldt bij benadering:

$$W_1 \approx \frac{L_1}{kD} \quad \text{en} \quad W_3 \approx \frac{L_3}{kD}$$

In zo'n geval volgt de stijghoogte aan de binnen- en buitenteen van de dijk uit:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_3}{L_1 + L_2 + L_3} \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

De stijghoogte onder de afdekkende laag verloopt nu lineair volgens:

$$\text{- voorland: } \varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1) \frac{a + L_1 + x}{L_1}$$

$$\text{- achterland: } \varphi(x) = \varphi_3 + (\varphi_2 - \varphi_3) \frac{a + L_3 - x}{L_3}$$

Het debiet Q onder de dijk volgt uit:

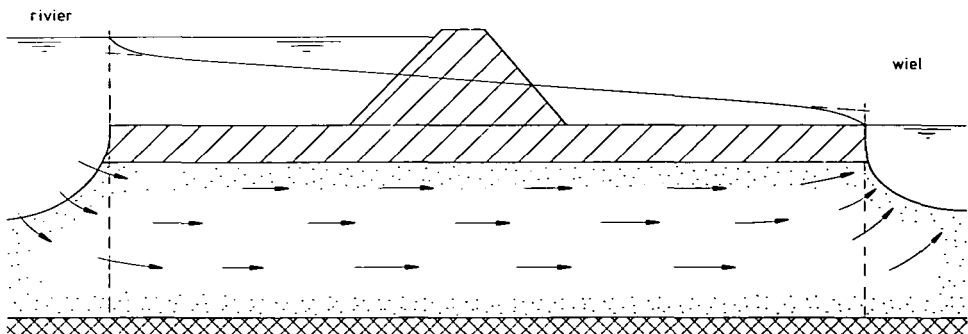
$$Q = kD \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Het debiet blijkt hier onafhankelijk te zijn van de weerstand van de afdekkende laag. Onder deze omstandigheden mag de afdekkende laag kennelijk als volledig ondoorlatend worden beschouwd ten opzichte van het doorlaatvermogen van de zandondergrond.

Het debiet onder de dijk is gelijk aan het debiet dat rechtstreeks vanuit de rivier in het zand intreedt, en dat binnendijs evenzo rechtstreeks uit het zand in het open water uit-treedt.

Opgemerkt moet worden dat in werkelijkheid de rivier, en ook binnendijs een wiel, meestal slechts tot een beperkte diepte in het zandpakket insnijdt, en niet zoals in dit model tot op de ondoorlatende basis.

Het water treedt dan volgens radiaal gekromde stroomlijnen in en uit (figuur B.3).



figuur B.3

Het zand onder de bodem van de rivier of het wiel levert een extra stromingsweerstand, die meestal aangeduid wordt als radiale intree- of uittreeweerstand. In veel gevallen mag deze weerstand niet verwaarloosd worden.

In het hier beschouwde model wordt met deze radiale weerstand geen rekening gehouden. De aanname is immers: horizontale stroming in het zandpakket.

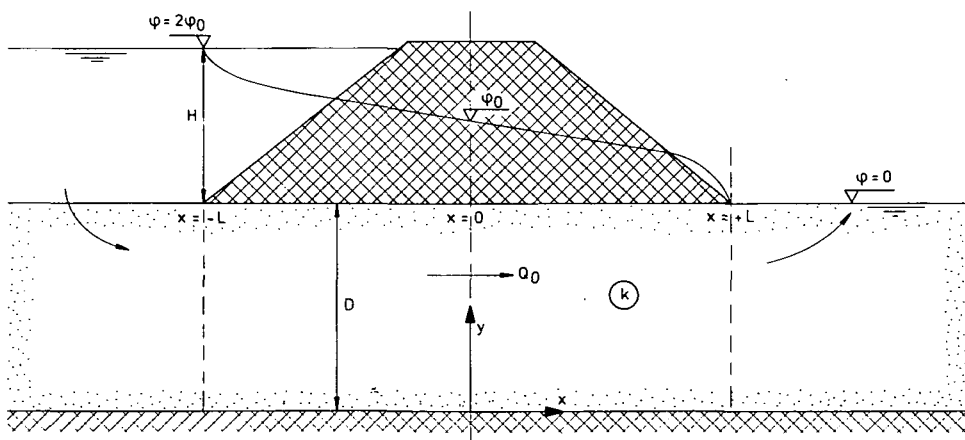
Voor het wel in rekening brengen van een radiale weerstand wordt verwezen naar geval B.3.

Tot slot wordt er op gewezen dat in het model geen rekening wordt gehouden met het eventueel optreden van een grenspotential binnendijs.

Voor een benadering, als bij de bovengeschetste benadering blijkt dat wel een grenspotential op zal treden, wordt verwezen naar geval B.4.

B.3. Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk, met ondoorlatende lagen in het voor- en achterland, en met radiale intree en uittree van water.

Een schets van dit geval is gegeven in figuur B.4, voor een situatie zonder afsluitende lagen in het voor- en achterland. De ligging van de stroom- en de potentiaallijnen in de zandondergrond kan analytisch worden bepaald met behulp van de methode van conforme afbeelding (zie o.a. lit. 21).



figuur B.4

Volgens deze oplossing kan het debiet Q onder de dijk worden afgeleid uit:

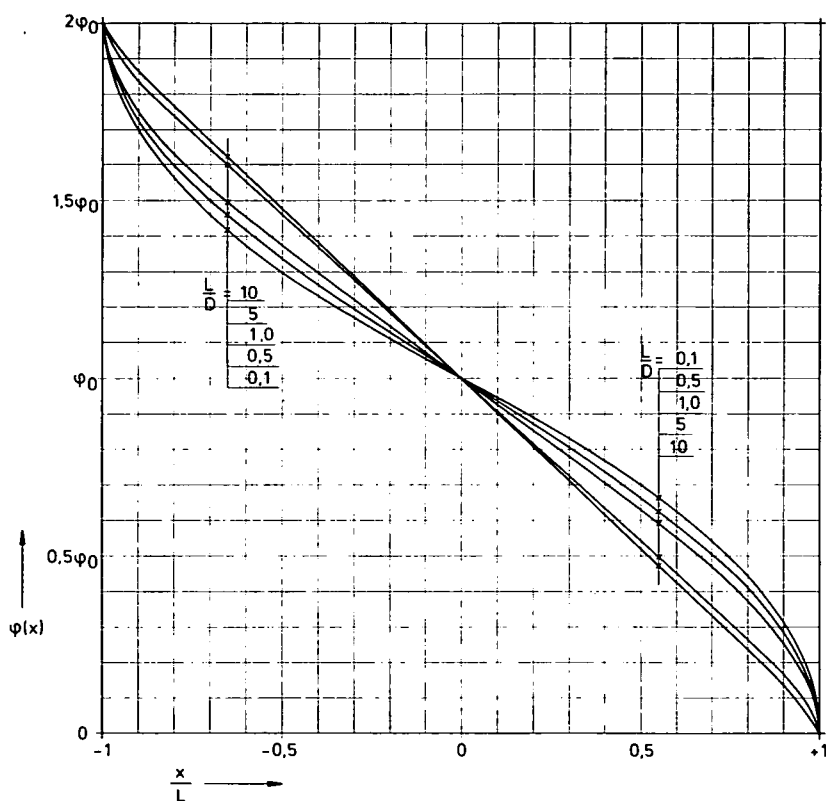
$$\cosh \left(\frac{\pi k H}{4 Q_0} \right) = \exp \left(\frac{\pi L}{2 D} \right)$$

Het stijghoogteverloop $\varphi(x)$ langs de stroomlijn aan de zool van de dijk ($y = D$) volgt voor $0 \leq x < L$, met de bovenstaande betrekking voor Q_0 uit:

$$\cosh\left(\frac{\pi k \varphi(x)}{2Q_0}\right) = \exp\left(\frac{\pi(L-x)}{2D}\right)$$

Het stijghoogteverloop $\varphi(x)$ voor $-L < x \leq 0$ kan op grond van symmetrieoverwegingen uit het stijghoogteverloop voor $0 \leq x < L$ worden afgeleid.

Het stijghoogteverloop aan de zool van de dijk is voor een aantal waarden van L/D grafisch weergegeven in figuur B.5.



figuur B.5

Uit de figuur blijkt duidelijk dat het stijghoogteverloop voor grotere waarden van L/D nadert tot een lineair verloop, met nog slechts enige kromming nabij intreepunt en uitreepunt. Dit stijghoogteverloop kan voor waarden van L/D groter dan 0,5 redelijk geschematiseerd worden tot een rechte lijn met stijghoogtesprongen ter plaatse van het intreepunt en het uitreepunt (figuur B.6).

Analytisch kan dit als volgt worden afgeleid.

Op een zelfde wijze als bij B.2 geldt nu:

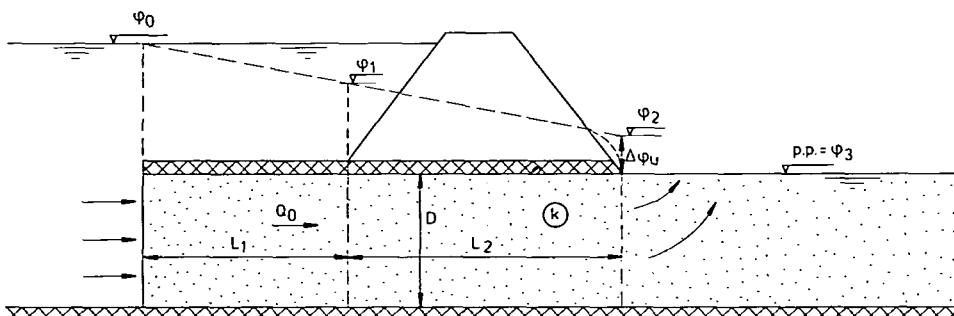
$$\Delta\varphi_u = \frac{W_u}{W_i} (\varphi_0 - \varphi_3) \quad \text{en} \quad \varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_u}{W_i}$$

$$\Delta\varphi_i = \frac{W_i}{W_i} (\varphi_0 - \varphi_3) \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_u + W_2}{W_i}$$

Als in het voorland of het achterland afdekkende, ondoorlatende lagen aanwezig zijn, kan het stijghoogteverloop op soortgelijke wijze verkregen worden.

De totale weerstand tegen stroming in het zandpakket volgt uit de som van de weerstanden $W_n = L_n/kD$ (met $n = 1, 2, \dots$) van de deelgebieden voorland, dijk en achterland, en de radiale intree- en uittreeweerstanden W_i en W_u , indien ze aanwezig zijn. Het stijghoogteverloop in de zandondergrond is lineair en evenredig met de weerstand.

Als voorbeeld dient de situatie in figuur B.7.



figuur B.7

De totale weerstand $W_t = W_1 + W_2 + W_u = \frac{L_1 + L_2 + 0,44D}{kD}$

Het debiet Q_0 onder de dijk volgt uit: $Q_0 = \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{W_t}$

De stijghoogte aan de binnenteen en de buitenteen volgt uit:

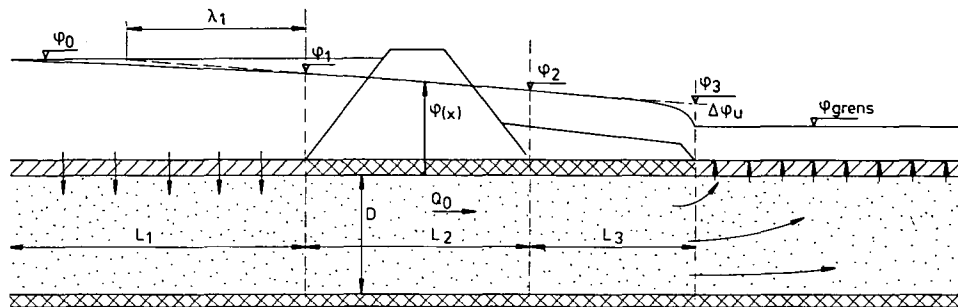
$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{0,44D}{L_1 + L_2 + 0,44D} \quad \text{en} \quad \varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + 0,44D}{L_1 + L_2 + 0,44D}$$

B.4 Stroming in een zandondergrond onder een ondoorlatende dijk en berm, waarbij binnendijs een grenspotential optreedt

Dit bijzondere geval kan op dezelfde wijze benaderd worden als de in B.2 en B.3 behandelde gevallen. Als binnendijske randpotential of randstijghoogte wordt nu niet het polderpeil of de hoogte van het maaiveld genomen, maar de grenspotential.

Deze wordt bepaald door het gewicht van de binnendijkse afdekkende laag. De op deze wijze verkregen stijghoogte is een bovengrens van de stijghoogte die in werkelijkheid op kan treden.

In figuur B.8 is een situatie gegeven waarbij een grenspotential optreedt en in het voorland een slecht doorlatende laag aanwezig is.



figuur B.8

Aan het einde van de berm kan, om rekening te houden met de sterke opwaartse kwel, een radiale uittreeweerstand in rekening worden gebracht.

De totale weerstand van het zandpakket is dan:

$$W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_u = \frac{\lambda_1}{kD} \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + \frac{L_2}{kD} + \frac{L_3}{kD} + \frac{0,44D}{kD}$$

Het totale stijghoogteverval is $(\varphi_0 - \varphi_{\text{grens}})$. De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

$$\varphi_3 = \varphi_{\text{grens}} + \Delta\varphi_u = \varphi_{\text{grens}} + (\varphi_0 - \varphi_{\text{grens}}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnenteen wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{\text{grens}} + (\varphi_0 - \varphi_{\text{grens}}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

Het aldus bepaalde stijghoogteverloop onder dijk en berm kan als een veilige benadering beschouwd worden. Zoals eerder al is gesteld, is de grenspotential een bovengrens van de stijghoogte die als randvoorwaarde kan optreden.

Ook de aanname van een geheel ondoorlatende berm is in dit verband veilig: een meer of minder doorlatende berm zal in werkelijkheid tot drukverlies in het grondwater leiden, en dus tot lagere stijghoogten. Tot slot zij opgemerkt dat er geen rekening is gehouden met een radiale intreeweerstand, wat voor de stijghoogte onder de dijk en de berm ook een veilige aanname is.

APPENDIX C

Aanpassing van waterspanningen in een kleilaag met elastische berging

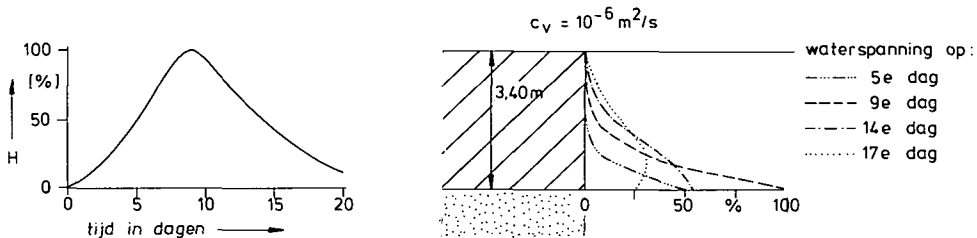
De aanpassing van de waterspanningen u in een kleilaag aan een wijziging van de randvoorwaarden, zoals bijvoorbeeld de waterspanning in een onderliggende, watervoerende zandlaag, kan geruime tijd duren.

Het aanpassingsproces wordt beschreven door de vergelijking voor één-dimensionale consolidatie:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{met} \quad c_v = \frac{k}{\rho g(m_v + n\beta)} = \text{de consolidatiecoëfficiënt}$$

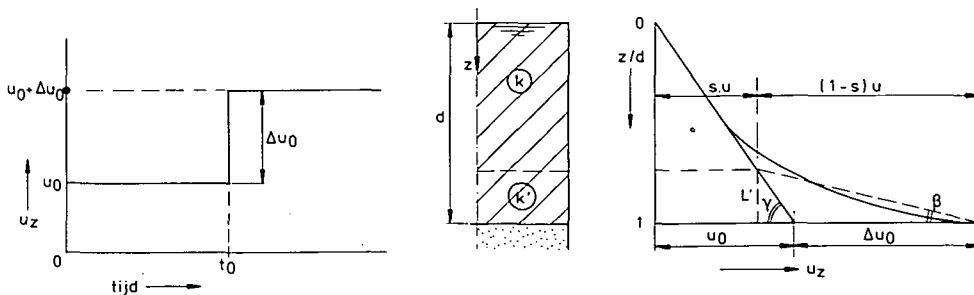
Afhankelijk van de ingevoerde randvoorwaarden zijn er analytische oplossingen bekend, die echter alle vrij gecompliceerd zijn.

Een voorbeeld van de aanpassing van waterspanningen in een kleilaag, bij een gegeven drukgolf in de zandondergrond, is gegeven in figuur C.1.



figuur C.1

In lit. 31 is op basis van een analytische oplossing een eenvoudige benaderingsmethode gegeven voor de aanpassing van de waterspanning u in een kleilaag aan een plotselinge wijziging van de waterspanning in een onderliggende zandlaag (figuur C.2).



figuur C.2

Het waterspanningsbeeld op een zeker tijdstip wordt benaderd door een stationair waterspanningsverloop in het pakket, waarbij het pakket opgebouwd wordt gedacht uit

twee lagen met verschillende doorlatendheden. De dikte van de onderste laag wordt bepaald door de mate van aanpassing.

Voor de dikte geldt dan: $L' \approx 4\sqrt{c_v(t-t_0)}$

De fictieve doorlatendheid k' van de onderste laag volgt uit:

$$k' = k \frac{\tan \beta}{\tan \gamma} = \frac{kL's}{d(1-s)}$$

hierin is:

k = de doorlatendheid van de klei

L' = de dikte van de aanpassingzone

s = het stationaire deel van de wateroverdruk

d = de dikte van de kleilaag

Literatuur

1. Commissie Rivierdijken
Rapport Commissie Rivierdijken (maart 1977).
2. Coördinatiecommissie voor dijkverbeteringsplannen in Overijssel. De mate van versterking van de dijken langs de Vecht bij Dalfsen (november 1979).
3. Deltacommissie
Rapport Deltacommissie deel I - Eindverslag en interimadviezen (1960).
4. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen/J.A. Battjes
Golfploop en golfoverslag (januari 1972).
5. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen/L.H. Holthuijsen
Methoden voor golfvoorspelling (1980).
6. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor constructie en beheer van vloeistofleidingen in en nabij waterkeringen (jan. 1971).
7. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor constructie en beheer van gasleidingen in en nabij waterkeringen (jan. 1973).
8. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen (april 1976).
9. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Aanleg, beheer en onderhoud van de grasmat op rivierdijken (april 1981).
10. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Invloed van de graverij van muskusratten op waterkeringen (maart 1981).
11. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw (januari 1984).
12. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen/CUR-VB
Leidraad cementbetonnen dijkbekledingen; rapport 119 (september 1984).
13. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen (concept, december 1984).
14. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen/Commissie Rivierdijken
Proefprofiel IV - Rivierdijkverbetering wiel binnendijks (maart 1977).
15. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Stabiliteit van oneindig lange taluds; nota S-71.057 (maart 1977).
16. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Infiltratieproef in een uiterwaard; nota S-76.033.
17. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Zandmeevoerende wellen; nota S-77.066 (november 1977).
18. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Buitengewone Riviercorrespondentie; nota S-77.075 (oktober 1977).
19. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Ontwerpwaarden voor de windsnelheid bij het ontwerp van rivierdijken (nog te publiceren).
20. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen
Inventarisatie muskusrattenschade in waterkeringen; nota S-72.029-II (maart 1984).
21. Rijkswaterstaat, directie-Bovenrivieren, afd. Studiedienst
Vorm van de maatgevende hoogwatergolf op de Boven-Rijn te Lobith; nota 68.3 (1968).

22. Rijkswaterstaat, directie Bovenrivieren, afd. Studiedienst
Stroomsnelheidsmetingen op met gras begroeide kaden; nota 68.8 (augustus 1968).
23. Rijkswaterstaat, directie Waterhuishouding en Waterbeweging
Overschrijdingskansen van aaneengesloten overtreffingsduren van hoge Bovenrijnafvoeren; nota WH 78.14 (mei 1979).
24. Waterloopkundig Laboratorium
Stroombestendigheid grasmat; rapport M 1065 (augustus 1970).
25. Waterloopkundig Laboratorium
Stroombestendigheid van een grasmat op de dijk van Oostelijk-Flevoland; rapport R 603 (augustus 1970).
26. Waterloopkundig Laboratorium
Stand van zaken bij het onderzoek naar granulaire filters; nota S 469 (1980).
27. Waterloopkundig Laboratorium
Onderzoek naar de waterloopkundige karakteristieken van kunststoffilters; nota R 678 (oktober 1974).
28. Laboratorium voor Grondmechanica
Enkele toepassingen van de 'vane'-proef; LGM-mededelingen deel VI, no. 2 (oktober 1961).
29. Laboratorium voor Grondmechanica
Evaluatie van een aantal glijvlakberekeningsmethoden; rapport SE 690099 (januari 1977).
30. Laboratorium voor Grondmechanica
Vergelijkend onderzoek cel- en triaxiaalproeven; rapportnr. 23064-II (oktober 1978).
31. Laboratorium voor Grondmechanica/F.B.J. Barends
Advanced methods in groundwaterflow computation; LGM-mededelingen (oktober 1978).
32. Laboratorium voor Grondmechanica
Onderzoek zandmeevoerende wellen; rapportage modelproeven CO-220887/10 (juli 1984).
33. Technische Hogeschool Delft/A. Verruijt
Grondmechanica; college b 22.
34. Technische Hogeschool Delft/A. Verruijt
Grondwatermechanica; college b 90.
35. Europese Economische Gemeenschap
Eurocode 1. Common unified rules for different types of construction and material.
36. Nederlands Normalisatie Instituut
Technische Grondslagen voor Bouwconstructies
TGB 1984 - Algemeen, Basisprincipes; ontwerp NEN 6700 (december 1983).
37. TNO-Commissie voor Hydrologisch Onderzoek (TNO-CHO)
Verslag van de TNO ad-hoc groep grondwatermodellen en computerprogrammatuur (juli 1970).
38. TNO-Dienst Grondwaterverkenning (TNO-DGV)/J.A.M. van der Gun
Schatting van de elastische bergingscoëfficiënt van zandige watervoerende pakketten; jaarverslag 1979.
39. TNO-Instituut voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies (TNO-IBBC)/A. Vrouwenvelder
Rekenwaarden voor grondeigenschappen; concept rapport B-80-161/62.6.0406 (maart 1980).
40. Nederlandse Vereniging Kust- en Oeverwerken
Kunststoffilters in kust- en oeverwerken (1983).
41. J.Th.J. Beeren en G.J. Flórián
Toepassing van het geo-elektrisch onderzoek in de grondmechanica;
De Ingenieur-1970, nr. 37.
42. J.C. van Dam
De theoretische grondslagen van het geo-electrisch onderzoek; Water - 1967, nr. 51.
43. A. Verruijt
Theory of groundwater flow; Macmillan, London (1970).

Lijst van bijlagen

	par.
1. Brief van de Minister van Verkeer en Waterstaat aan het Parlement	1.1
2. Brief van de Minister van Verkeer en Waterstaat aan de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.	1.1
3. Globaal water- en korrelspanningsverloop voor de stabiliteitsberekening van het buitentalud	3.6.4
4. Overschrijdingslijn van de Rijnafoeren te Lobith	7.1.1
5. Ontwerp-afvoergolf te Lobith bij MHW-16500	7.1.2
6. Diagram voor de aaneengesloten overtreffingsduur T van een afvoerniveau Q_0 voor de Boven-Rijn te Lobith van 1901-1975	7.1.3
7. Gemiddeld aantal overtreffingen per jaar van een afvoerniveau Q_0 met T of meer dagen, voor de Boven-Rijn te Lobith, van 1901-1975	7.1.3
8. Golfhoogte als functie van windsnelheid, strijklengte en waterdiepte volgens Bretschneider	7.2.1.1
9. Schema voor de bepaling van effectieve strijklengte	7.2.1.1
10. Golfoverslag volgens de gecombineerde resultaten van de modelonderzoeken M544 en M1258 van het Waterloopkundig Laboratorium	7.2.1.3
11. Relatie golfhoogte-waakhoogte bij overslagdebieten van 10, 1 en 0,1 l/s per m ¹ dijk	7.2.1.3
12. Ontwerpwaarden voor de windsnelheid volgens de stations Deelen en Herwijnen	7.2.4
13. Correlatie mogelijkheden tussen x en y	9.6.3.2
14. Belasting spreiding in de ondergrond bij ophogingen volgens Jürgenson	11.2

Tweede Kamer der Staten-Generaal

2

Zitting 1978-1979

Rijksbegroting voor het jaar 1979

15 300

Hoofdstuk XII
Departement van Verkeer
en Waterstaat

Nr. 9

BRIEF VAN DE MINISTER VAN VERKEER EN WATERSTAAT

Aan de heer Voorzitter van de Tweede Kamer der Staten-Generaal

's-Gravenhage, 9 oktober 1978

1. De toenemende bezorgdheid over de gevolgen van de versterking van de rivierdijken voor de landschappelijke waarden van het rivierenland, voerde mijn ambtsvoorganger tot het instellen van de Commissie Rivierdijken.

De commissie, die in mei 1975 werd geïnstalleerd, bracht in april 1977 een advies uit, hetwelk u op 19 april 1977 werd toegezonden. Sedertdien heeft de Raad van de Waterstaat mij een advies uitgebracht over de voorstellen van de commissie, waarin de raad deze voorstellen onderschrijft.

Bij het opstellen van het advies heeft de raad rekening gehouden met de reacties die tijdens een inspraakprocedure naar voren zijn gekomen.

Een afschrift van dit advies doe ik u hierbij toekomen.¹

Hierna moge ik u het regeringsstandpunt, dat tot mijn spijt eerst op een later tijdstip kan worden weergegeven dan in de memorie van toelichting bij mijn begroting van 1979 is vermeld, toelichten.

2. Bij het versterken van de rivierdijken staat uiteraard de bescherming van het land tegen overstromingen voorop. Evenals bij andersoortige waterstaatkundige werken kan evenwel dit primaire belang niet worden geïsoleerd van andere belangen, zoals het behoud van de natuurwetenschappelijke, cultuurhistorische en landschappelijke waarden.

De Commissie Rivierdijken is er met haar aanbevelingen op voortreffelijke wijze in geslaagd een richting aan te geven waarin de onderscheidene — vaak tegengestelde — belangen zo goed mogelijk tegen elkaar zijn afgewogen. Ik heb dan ook, mede gelet op het advies van de Raad van de Waterstaat, besloten mijn beleid inzake de rivierdijkversterkingen af te stemmen op de aanbevelingen van de Commissie Rivierdijken. Dit beleid kan als volgt worden samengevat:

a. De rivierdijken langs de Bovenrijn, de Waal, de Nederrijn, de Lek en de IJssel dienen voor het achterliggende gebied een zodanige beveiliging te geven tegen overstroming, dat waterstanden behorende bij een maatgevende Rijnafvoer bij Lobith van 16.500 m³/sec kunnen worden gekeerd (overschrijdingsfrequentie 1/1250 per jaar).

b. Voor de wijze van ontwerp en uitvoering dient met het oog op de in het rivierengebied aanwezige waarden de nodige zorgvuldigheid te worden betracht.

¹ Nedergelegd op de bibliotheek ter inzage van de leden

Waar nodig en verantwoord dient een «uitgekiend» ontwerp te worden toegepast.

c. Bij de besluitvorming over het ontwerp van een dijkverbetering dient de inspraak een belangrijke rol te spelen. Tevens moet aandacht worden geschonken aan de relatie met de ruimtelijke ordening.

Vanzelfsprekend gaat het hierbij vooralsnog om uitgangspunten; het antwoord op vele detailvragen zal in overleg met de betrokken beheerders en veelal in de praktijk van de uitvoering worden ingevuld.

In het volgende evenwel zal ik op een aantal hoofdproblemen en vraagpunten ingaan. Tevens zal ik het probleem van de planning en financiering nader belichten.

3. De Commissie Rivierdijken heeft zich bij haar beschouwingen beperkt tot het gebied van de Rijn en zijn takken. Met de commissie ben ik van mening dat deze beperking een ruimere toepassing van haar aanbevelingen niet in de weg behoeft te staan. Met name geldt dit voor de gekozen overschrijdingsfrequentie van 1/1250 per jaar die zeker voor vergelijkbare gebieden ook kan worden toegepast.

Een nader onderzoek met betrekking tot de dijken langs de Maas, de Overijsselse Vecht, het IJsselmeer en in het overgangsgebied tussen de boven- en de benedenrivieren zal worden verricht, waarna in overleg met de betrokken provincies en waterschappen de aanbevelingen voor deze dijken verder zullen moeten worden uitgewerkt.

4. Men kan in theorie, behalve door het versterken van de dijken, het rivierenland ook gedeeltelijk beveiligen door het beïnvloeden van de hoge waterstanden.

De Commissie Rivierdijken heeft een aantal van deze methoden gezien; een minderheid van de commissie is van mening dat een oplossing waarbij de afvoerverdeling tussen Waal en Rijn wordt gewijzigd nadere studie verdient.

Ook de provincie Gelderland is deze mening toegedaan. Bij deze methode wordt, door middel van werken in het Pannerdens Kanaal, een deel van de hoge rivierafvoer langs de Waal gestuurd. De dijken van de Waal worden dan extra belast (en daaraan aangepast); de dijken langs de Rijn en langs de IJssel echter worden ontlast.

Aan deze oplossing kleven nogal wat bezwaren.

Alhoewel deze in het rapport van de Commissie Rivierdijken genoegzaam zijn aangegeven, doe ik hier volledigheidshalve mijn belangrijkste bedenkingen volgen:

- Om de gewijzigde afvoerverdeling te effectueren zal men kunstwerken in het Pannerdens Kanaal moeten aanleggen of wel men zal het winterbed van het Pannerdens Kanaal moeten vernauwen. Al deze werken zijn technisch zeer gecompliceerd: zij voeren tot reeksen van aanvullende werken om opstuwing van het water tot in Duitsland te voorkomen. Bovendien leiden zij tot moeilijk voorspelbare veranderingen in de bodemligging van de rivier;

- Omdat bij een gewijzigde afvoerverdeling ook andere maatregelen nodig zijn is uit oogpunt van natuurbehoud de winst relatief gering;

- De vereiste jarenlange voorstudies laten de bestaande onzekerheid voortduren en werken sterk vertragend op de uitvoering van de noodzakelijke versterkingen.

Ik meen dat op grond van het bovenstaande een oplossing met een gewijzigde afvoerverdeling als niet aanvaardbaar moet worden afgewezen.

5. De Raad van de Waterstaat merkt op dat gezien dient te worden of het mogelijk is te komen tot een maatstaf voor de beveiliging, die gebaseerd is op een risico-analyse van alle betrokken factoren in plaats van op alleen de factor «waterstand». Ik zal dit punt voorleggen aan de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen met het verzoek om deze materie te bestuderen. Voorshands ben ik van mening dat de huidige ontwerpmethodiek voldoende veiligheid biedt.

6. De Commissie Rivierdijken beveelt een toepassing van een «uitgekiend» ontwerp – een technische oplossing die afwijkt van het traditionele ontwerp – aan als daarmee een aanmerkelijke schade aan bestaande waarden kan

worden voorkomen of verminderd en er een redelijke verhouding bestaat met de overige belangen die hiermee zijn gemoeid. Hoewel door een «uitgekiend» ontwerp ten opzichte van de door de norm gestelde eisen geen verminderde beveiliging tegen overstromingen behoeft te worden geboden bestaat de kans dat de reserve aan veiligheid bij overbelasting niet zo groot is als bij een traditionele dijk. Daarnaast is de effectiviteit van bijzondere constructies veel meer dan bij traditionele ontwerpen afhankelijk van de staat van onderhoud.

De toepassing van «uitgekiende» ontwerpen kan zeer zeker zinvol zijn, echter zal de toepassing beperkt moeten blijven tot die gevallen waarin dringende redenen daarvoor zijn aan te voeren.

De Raad van de Waterstaat merkt dit terecht op. De Raad van de Waterstaat dringt aan op het operationeel maken van de kennis die is benodigd voor het opstellen van de «uitgekiende» ontwerpen.

Voor zover dit binnen de beschikbare mogelijkheden valt, zal ik hiertoe gaarne mijn medewerking verlenen.

In dit verband denk ik tevens aan een inschakeling van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

7. Bij een dijkverzwaring kunnen belangen op sociaal, economisch, natuurwetenschappelijk, landschappelijk of cultuurhistorisch gebied worden geraakt. Door een goede besluitvorming zal aan deze belangen zoveel mogelijk recht kunnen worden gedaan. De door de Commissie Rivierdijken aanbevolen procedure spreekt mij aan. Hierbij wordt aan belanghebbenden en belangstellenden een directe inspraakmogelijkheid op het waterstaatkundige ontwerp geboden, terwijl de ruimtelijke belangen kunnen worden ingebracht bij de bestemmingsplanprocedure. Naar het mij voorkomt wordt aldus een correcte toepassing van zowel de Waterstaatswet 1900 als van de Wet op de Ruimtelijke Ordening bereikt. Aan deze zogenaamde tweesporigheid geef ik de voorkeur boven een procedure waarbij de besluitvorming inzake het waterstaatkundig aspect in feite op zou gaan in een procedure in het kader van de ruimtelijke ordening of omgekeerd.

8. Ik heb mij tevens beraden over de vraag of de subsidieregeling voor de rivierdijkversterkingen wellicht nog aanpassing behoeft. De vigerende regeling gaat uit van een subsidie van 60% van de kosten van voorbereiding, begeleiding en uitvoering, voorzover een en ander wordt verricht door derden.

Voor de provincie Gelderland geldt daarnaast een aanvullende regeling, waarbij, afhankelijk van de draagkracht van het waterschap, een extra subsidie wordt verstrekt. Gemiddeld bedraagt deze 8%.

Deze regeling is nogal gecompliceerd en zoals uit het voorgaande blijkt niet voor alle provincies gelijk. Ik stel mij daarom voor een nieuwe uniforme regeling te treffen, waarbij wordt uitgegaan van één subsidiepercentage van 80% van de directe kosten van uitvoering.

Hierbij wordt het niet meer afzonderlijk vergoeden van de voorbereidings- en begeleidingskosten in de subsidiegrondslag opgevangen door het hogere percentage dat in de directe kosten van uitvoering wordt verleend.

Een soortgelijke regeling is ten aanzien van de bijzondere werken aan de kustwaterkeringen voorgesteld in de nota «Het beheer van de waterkeringen langs de Nederlandse kust».

Uitgaande van het beginsel van 80% subsidie in de directe kosten van uitvoering van rivierdijkversterkingen zal met de meest betrokken provincies nog overleg worden gevoerd over de gedetailleerde uitwerking van dit beginsel.

9. De uitvoeringsduur van het totale werkpakket wordt bepaald door de beschikbare middelen, door de mogelijkheden voor de technische begeleiding van het ontwerp en de uitvoering, en door de tijdsduur van de te volgen procedures. In overleg met de provincies zal een planning van de werken worden opgezet.

10. De Commissie Rivierdijken heeft geen panacee gegeven voor alle zich voordoende problemen. Vele concrete problemen zullen eerst in de uitvoeringsfase naar voren komen.

Het is echter wel duidelijk dat door het werk van de Commissie Rivierdijken – in samenwerking tussen provincies, waterschappen, georganiseerd natuurbehoud en het Rijk – een aantal lijnen is geschetst, waarlangs conflicterende belangen in beginsel tot een redelijk compromis kunnen komen.

Ik zal de besturen van die provincies waarin dijkverbeteringen worden uitgevoerd in overweging geven de aanbevelingen van de Commissie Rivierdijken, die ik tot uitgangspunten voor mijn beleid heb gemaakt, te volgen.

De Minister van Verkeer en Waterstaat,
D. S. Tuijnman

2. Brief van de Minister van Verkeer en Waterstaat aan de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

Aan: de heer voorzitter van de Technische
Adviescommissie voor de Waterkeringen
de heer prof.ir. P.A. v.d. Velde
Technische Hogeschool Delft
afd. Civiele Techniek
Stevinweg 1
Delft

Onderwerp: Standpunt inzake eindrapport
van de Commissie Rivierdijken

's-Gravenhage, 7 november 1978
ons kenmerk: HW/AL 72626

Bij mijn brief d.d. 9 oktober 1978, HW/AL 66607/08 deed ik de voorzitters van de Eerste en Tweede Kamer der Staten-Generaal toekomen mijn standpunt inzake het eindrapport van de Commissie Rivierdijken.

Een afschrift van deze brief voeg ik hierbij.

Met betrekking tot de problematiek om te komen tot een maatstaf voor beveiliging merkt de Raad van de Waterstaat in zijn advies op dat bezien dient te worden of het mogelijk is te komen tot een maatstaf die gebaseerd is op een risico-analyse van alle betrokken factoren in plaats van alleen op de factor "waterstand".

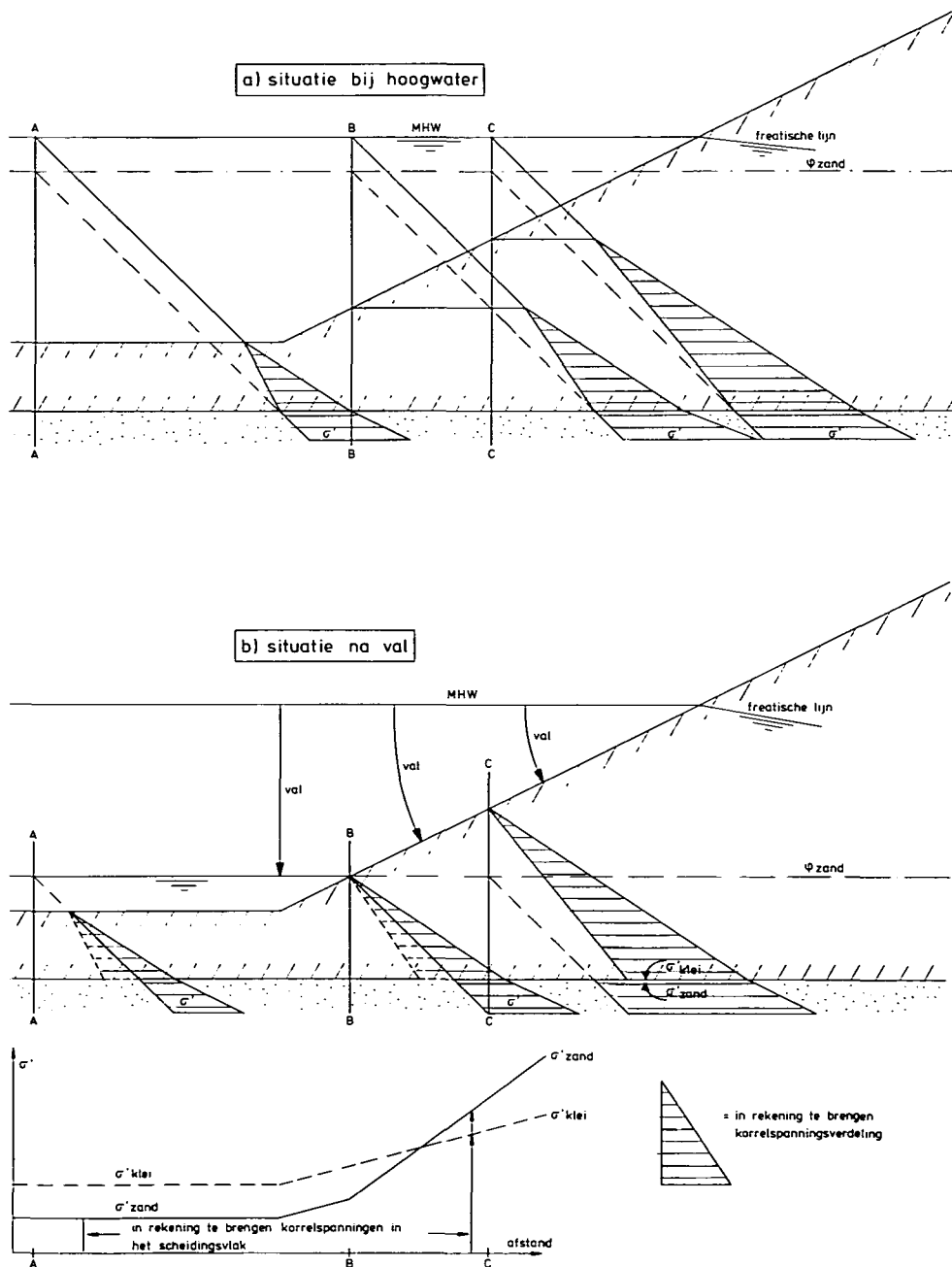
Met betrekking tot de zogenaamde "uitgekiende ontwerpen" merkt de Raad van de Waterstaat op dat deze beperkt dienen te blijven tot die gevallen waarin dringende redenen daarvoor zijn aan te voeren. De Raad van de Waterstaat dringt aan op het operationeel maken van de kennis die is benodigd voor het opstellen van de "uitgekiende ontwerpen".

Ik moge uw commissie verzoeken aan de bovenstaande punten de nodige aandacht te geven en mij terzake van advies te dienen.

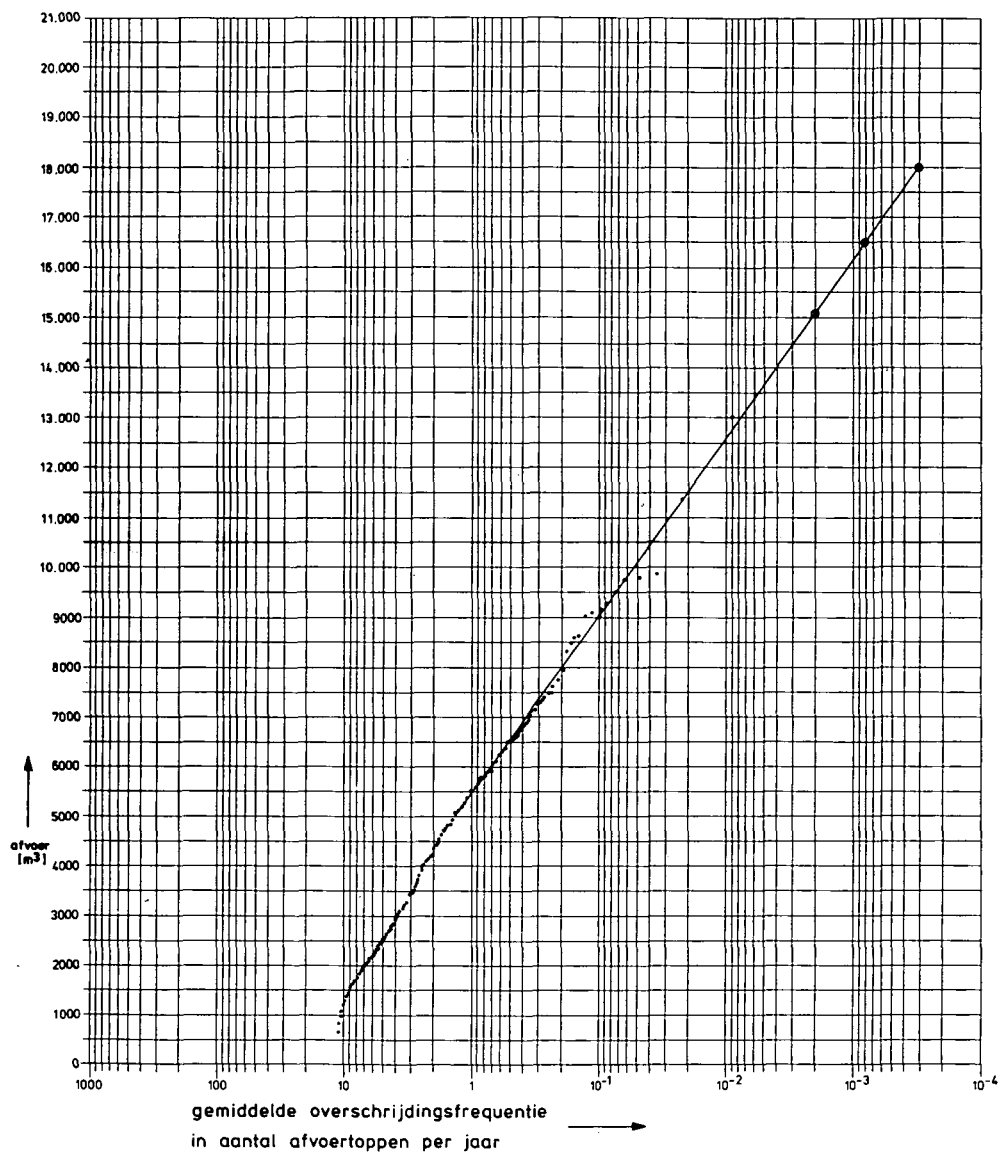
DE MINISTER VAN VERKEER EN WATERSTAAT,

w.g. D.S. Tuijnman.

3. Globaal water- en korrelspanningsverloop voor de stabiliteitsberekening van het buitentalud

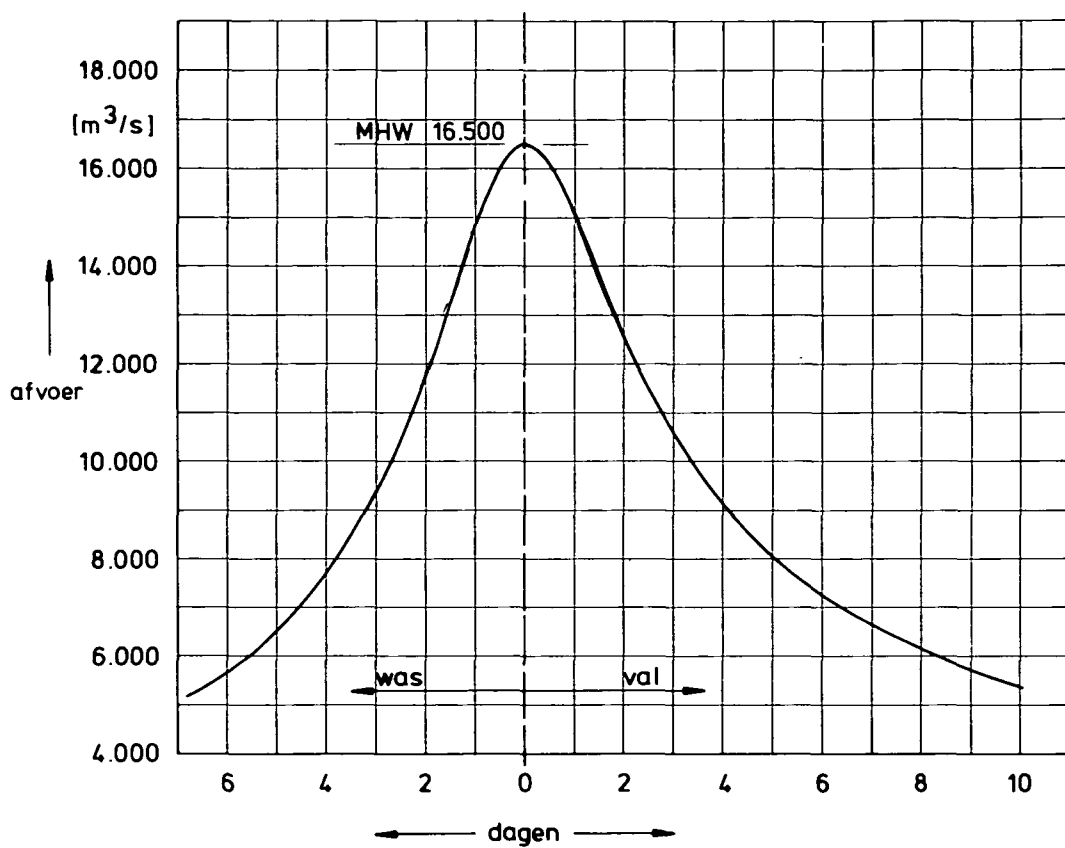


4. Overschrijdingslijn van de Rijnaafvoeren te Lobith



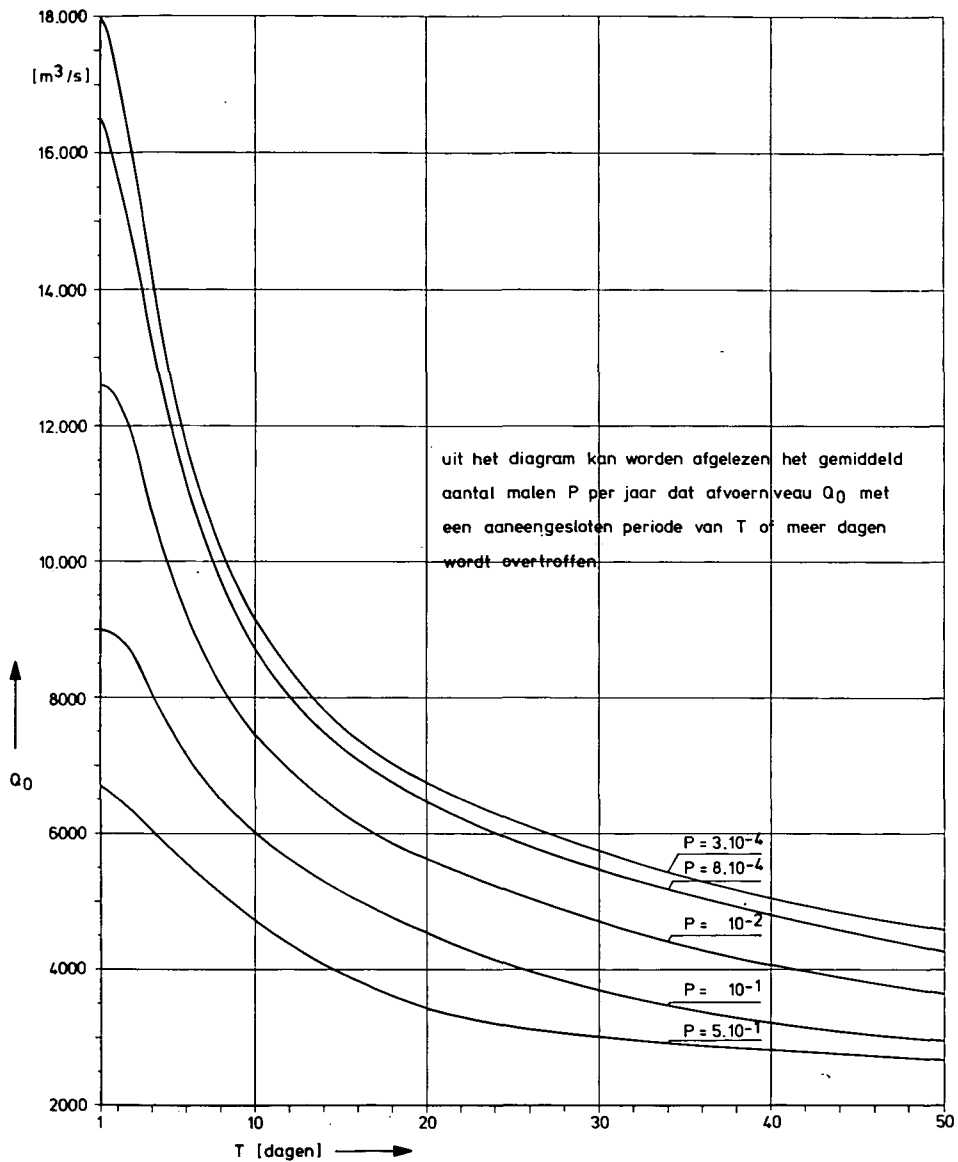
uit rapport Commissie Rivierdijken

5. Ontwerp-afvoergolf te Lobith bij MHW-16500

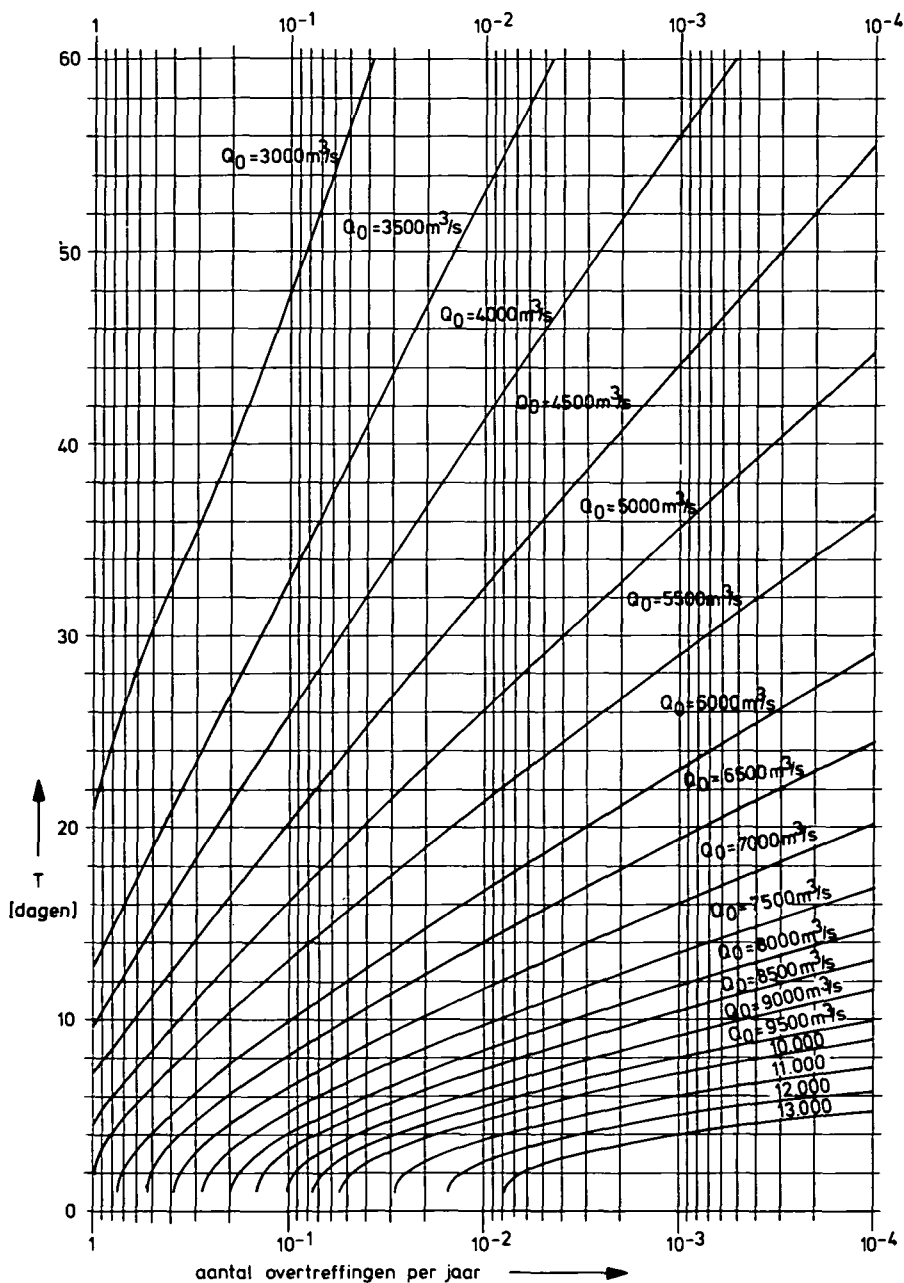


uit nota 68.3
Studiedienst, dir. Bovenrivieren

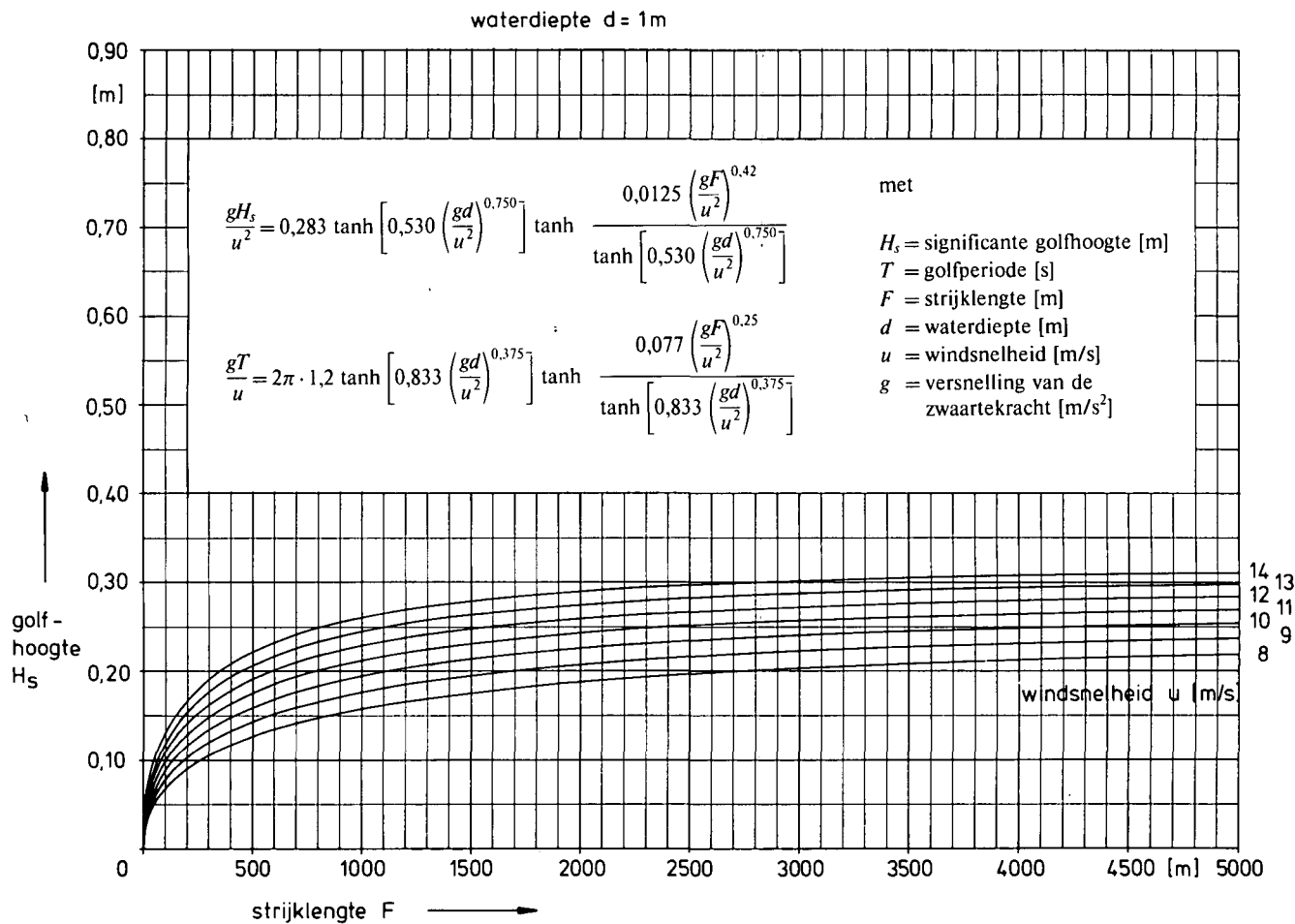
6. Diagram voor de aaneengesloten overtreffingsduur T van een afvoerniveau Q_0 voor de Boven-Rijn te Lobith, van 1901-1975

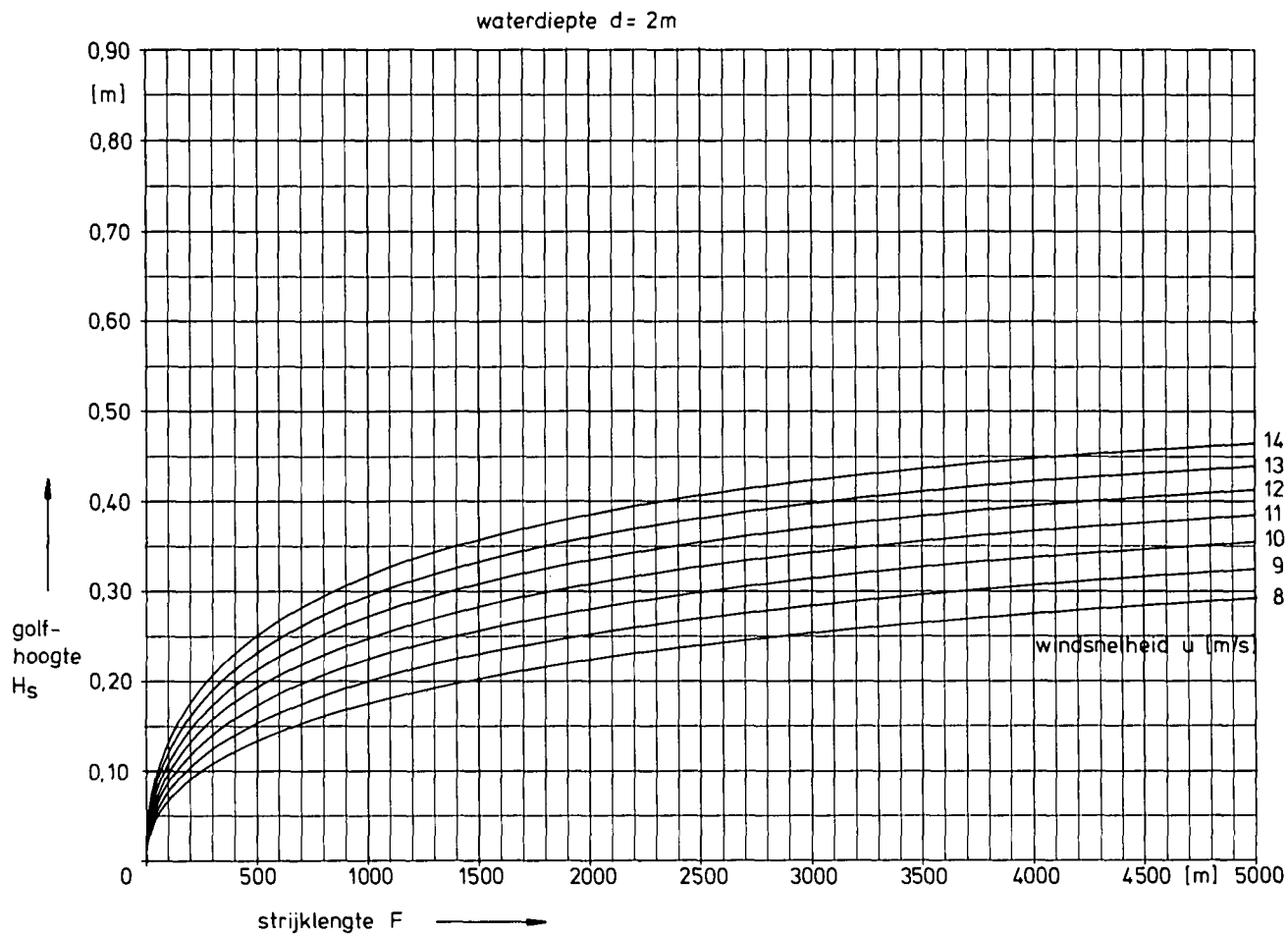


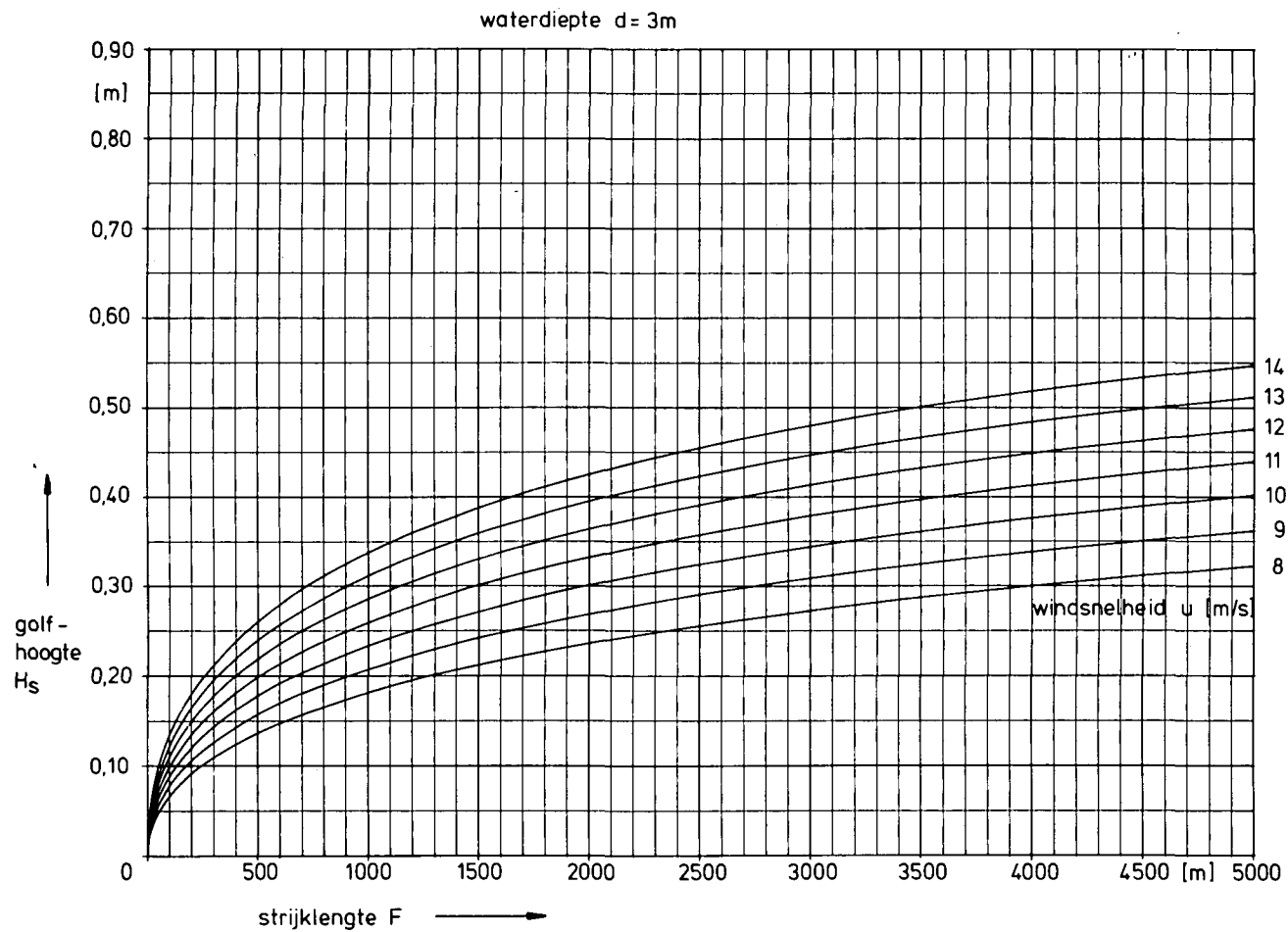
7. Gemiddeld aantal overtreffingen per jaar van een afvoerniveau Q_0 met T of meer dagen, voor de Boven-Rijn te Lobith, van 1901-1975

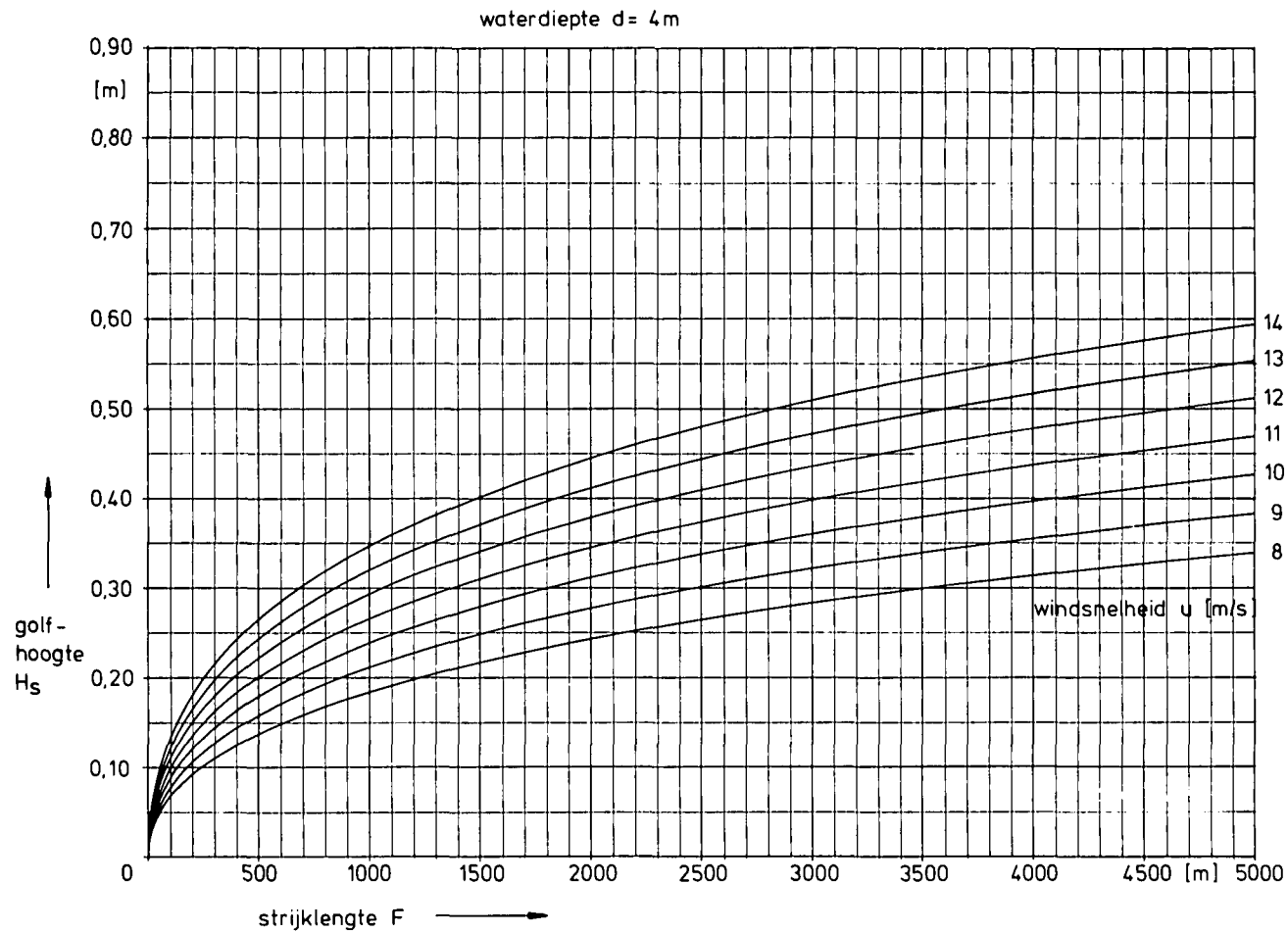


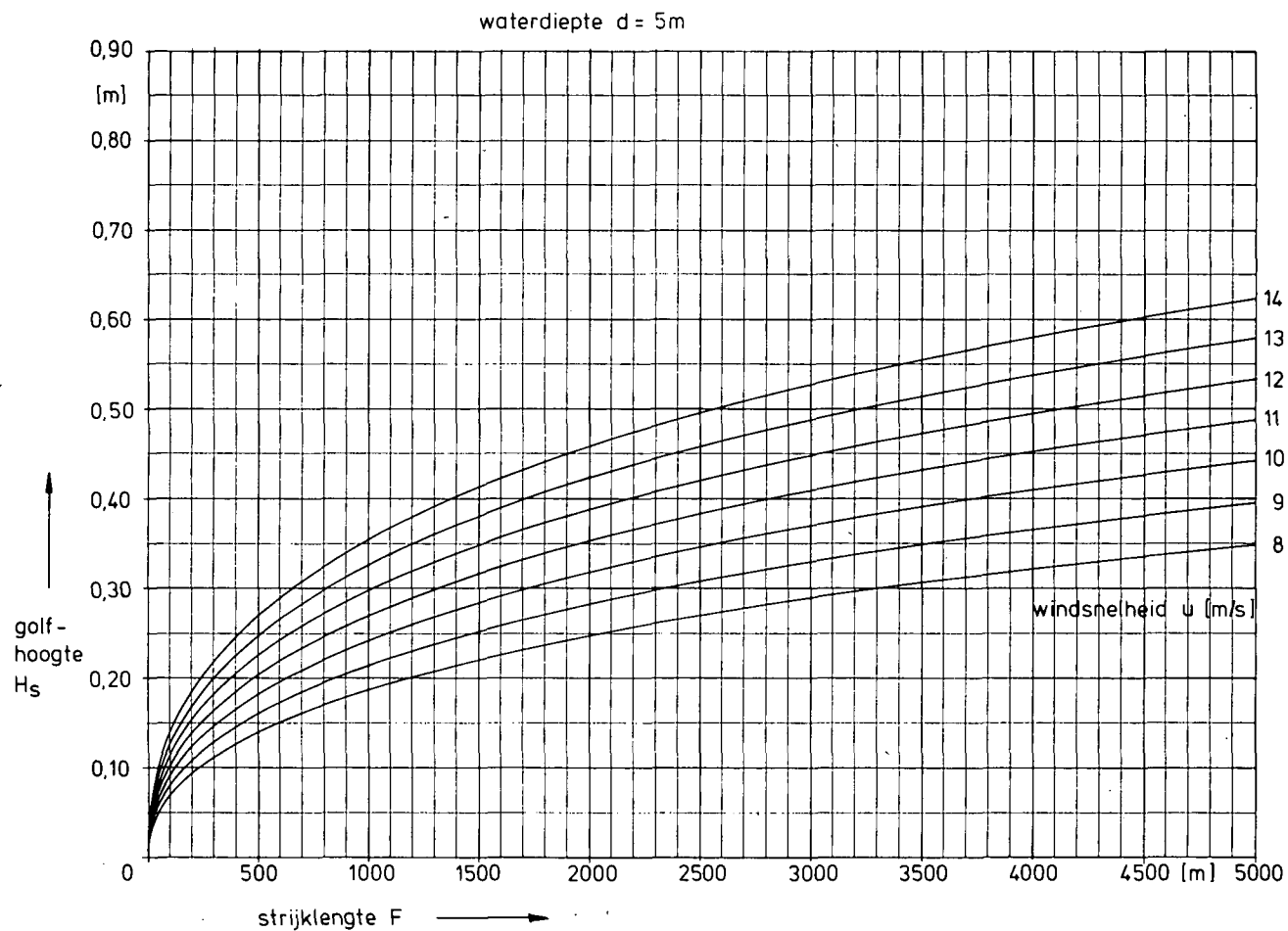
8. Golfhoogte als functie van windsnelheid, strijklengte en waterdiepte volgens Bretschneider

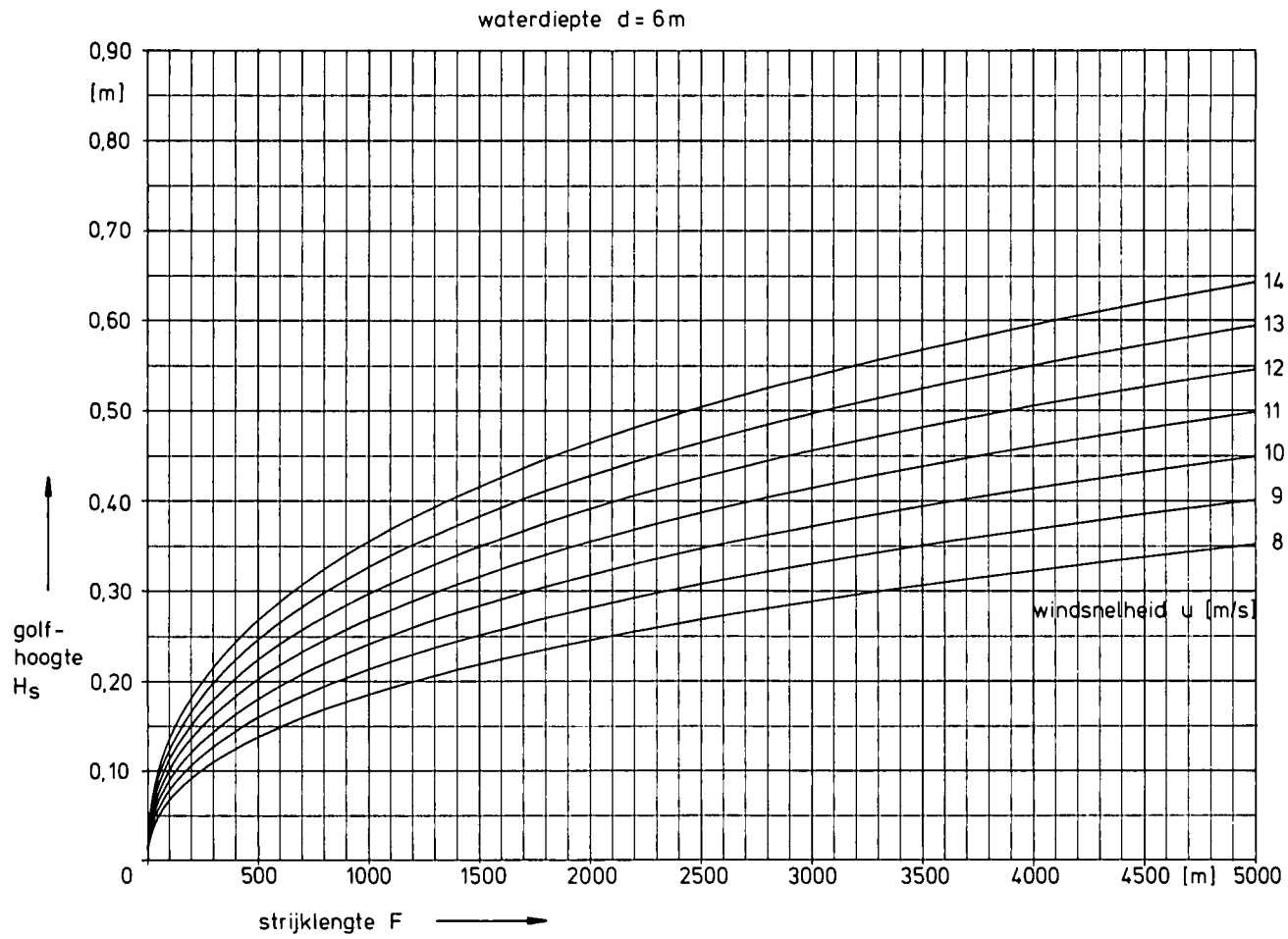




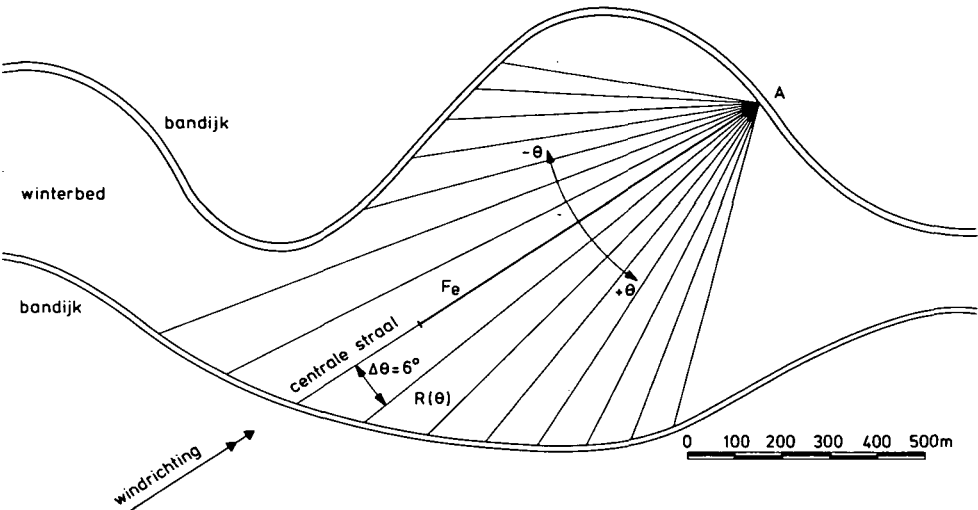






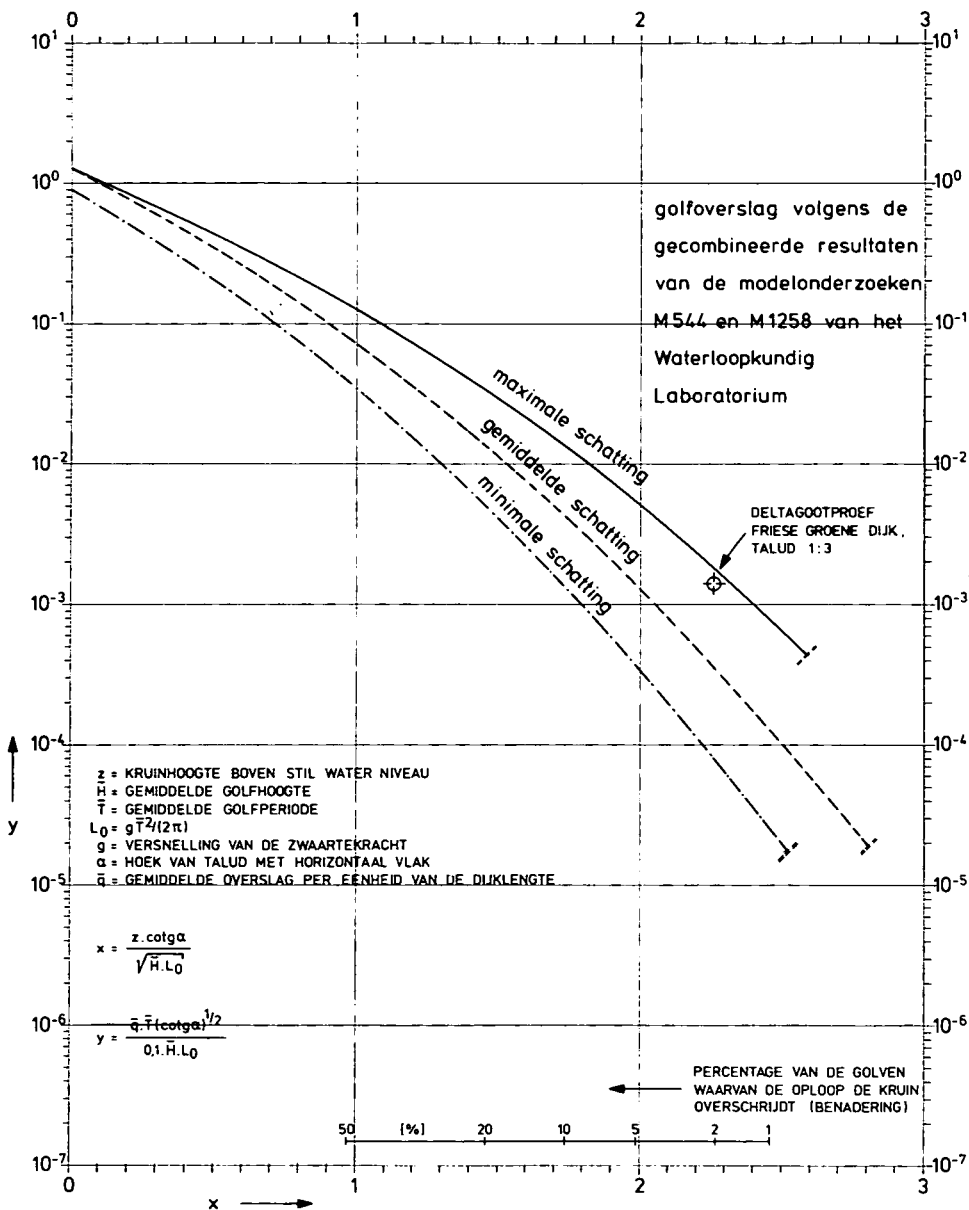


9. Schema voor de bepaling van effectieve strijklengte

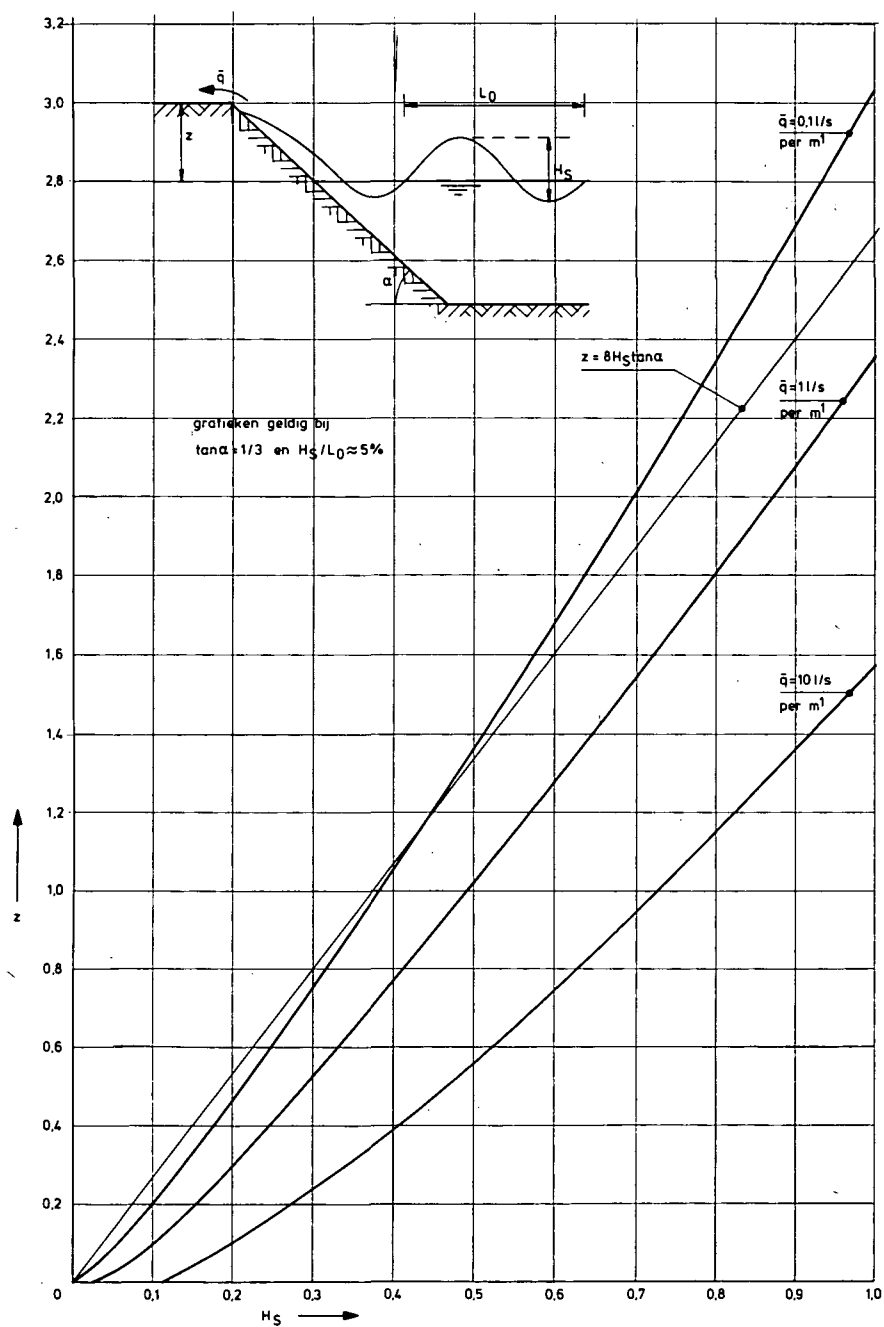


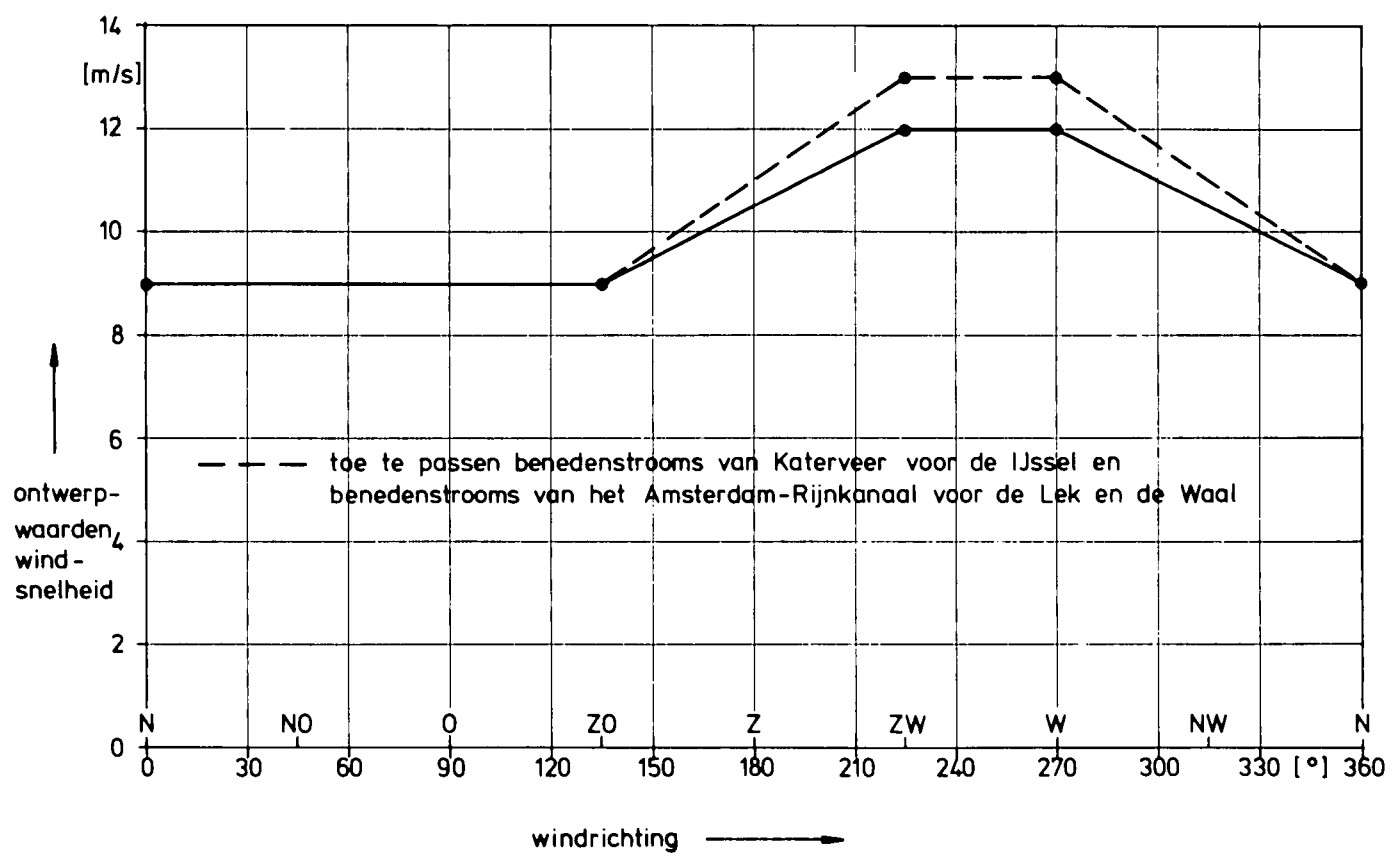
θ in graden	$\cos \theta$	$\cos^2 \theta$	$R(\theta)$ in meters	$R(\theta) \cdot \cos^2 \theta$	De effectieve strijklengte, F_e volgt uit: $F_e = \frac{\sum R(\theta) \cdot \cos^2 \theta}{\sum \cos \theta}$ $F_e = \frac{11220}{13,512} = 830 \text{ m}$
- 42	0,743	0,552	520	287	
- 36	0,809	0,654	570	373	
- 30	0,866	0,750	640	480	
- 24	0,914	0,835	720	601	
- 18	0,951	0,904	830	750	
- 12	0,978	0,956	1340	1281	
- 6	0,995	0,990	1240	1228	
0	1,000	1,000	1140	1140	
6	0,995	0,990	1050	1040	
12	0,978	0,956	980	937	
18	0,951	0,904	920	832	
24	0,914	0,835	880	735	
30	0,866	0,750	830	623	
36	0,809	0,654	780	510	
42	0,743	0,552	730	403	
$\sum \cos \theta = 13,512$ $\sum R \theta \cdot \cos^2 \theta = 11220$					

10. Golfverslag volgens de gecombineerde resultaten van de modelonderzoeken M544 en M1258 van het Waterloopkundig Laboratorium

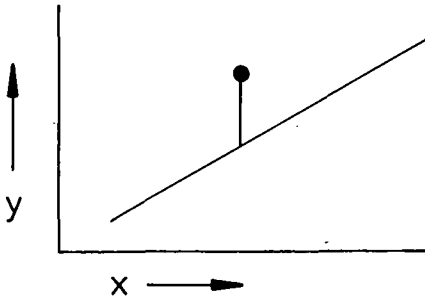


11. Relatie golfhoogte-waakhoogte bij overslagdebieten van 10, 1 en 0,1 l/s per m¹ dijk





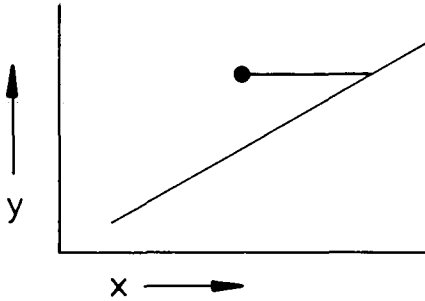
13. Correlatie mogelijkheden tussen x en y



$$y = ax + b$$

$$a = \frac{\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}}$$

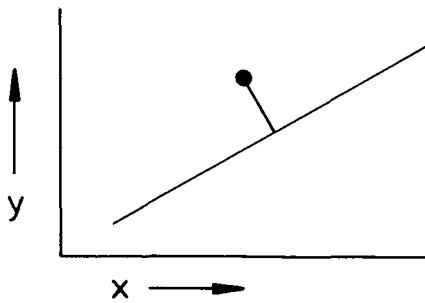
$$b = \bar{y} - a\bar{x}$$



$$x = -cy + d$$

$$c = \frac{\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\sum y^2 - \frac{(\sum y)^2}{n}}$$

$$d = \bar{x} - a\bar{y}$$



$$x = ay + b$$

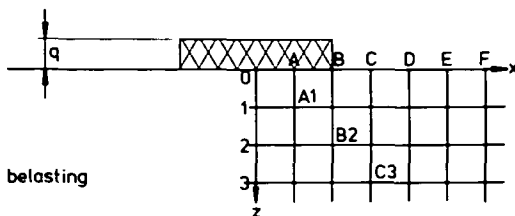
$$a = \frac{\sum y^2 - \frac{(\sum y)^2}{n} + \sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n} + \sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}}$$

$$b = \bar{y} - a\bar{x}$$

14. Belastingspreiding in de ondergrond bij ophogingen volgens Jürgenson

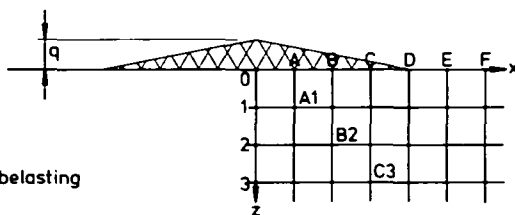
(A)

oneindige strook,
gelijkmatig verdeelde belasting



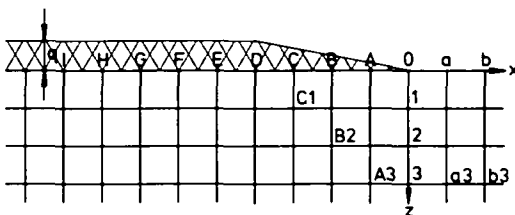
(B)

oneindige strook,
driehoekig verdeelde belasting



(C)

terras-belasting



$$n_z = \frac{\text{locale toename van de verticale korrelspanning in kN/m}^2}{\text{maximale ophoogdruk } q \text{ in kN/m}^2}$$

A	
punt	n _z
00	1,0000
01	0,9594
02	0,8183
03	0,6678
04	0,5508
05	0,4617
06	0,3954
07	0,3457
08	0,3050
A0	1,0000
A1	0,9028
A2	0,7352
A3	0,6073
A4	0,5107
A5	0,4372
B1	0,4969
B2	0,4797
B3	0,4480
B4	0,4091
B5	0,3701
C1	0,0892
C2	0,2488
C3	0,2704
C4	0,2876
C5	0,2851
D1	0,0194
D2	0,0776
D3	0,1458
D4	0,1847
D5	0,2045
E1	0,0060
E2	0,0357
E3	0,0771
E4	0,1135
E5	0,1404
F1	0,0026
F2	0,0171
F3	0,0427
F4	0,0705
F5	0,0952
F6	0,1139

B	
punt	n _z
00	1,0000
01	0,8440
02	0,7048
03	0,5904
04	0,5000
05	0,4296
06	0,3744
07	0,3305
08	0,2952
010	0,2422
A0	0,7500
A1	0,7196
A2	0,6344
A3	0,5462
A4	0,4711
A5	0,4101
B0	0,5000
B1	0,4949
B2	0,4714
B3	0,4350
B4	0,3955
B5	0,3577
B6	0,3238
B8	0,2682
B10	0,2266
C0	0,2500
C1	0,2620
C2	0,2875
C3	0,3000
C4	0,2980
C5	0,2869
D0	0
D1	0,0766
D2	0,1393
D3	0,1813
D4	0,2048
D5	0,2148
D6	0,2159
D7	0,2048
D10	0,1874
E1	0,0155
E2	0,0580
E3	0,1002
E4	0,1319
E5	0,1526
F1	0,0046
F2	0,0250
F3	0,0545
F4	0,0824
F5	0,1049
F6	0,1211
F8	0,1375
F10	0,1403
H2	0,0064
H4	0,0332
H6	0,0636
H8	0,0862
H10	0,0985

C			
punt	n _z	punt	n _z
00	0	a0	0
01	0,0780	a1	0,0161
02	0,1476	a2	0,0633
03	0,2048	a3	0,1156
04	0,2500	a4	0,1630
05	0,2852	a5	0,2032
06	0,3129	b0	0
08	0,3524	b1	0,0051
010	0,3789	b2	0,0286
A0	0,2500	b3	0,0650
A1	0,2643	b4	0,1045
A2	0,3023	b5	0,1422
A3	0,3381	b6	0,1762
A4	0,3659	b8	0,2317
A5	0,3867	b10	0,2734
B0	0,5000	c0	0
B1	0,5000	c1	0,0023
B2	0,5000	c2	0,0147
B3	0,5000	d0	0
B4	0,5000	d2	0,0083
B5	0,5000	d4	0,0452
B6	0,5000	d6	0,0967
B8	0,5000	d8	0,1475
B10	0,5000	d10	0,1915
C0	0,7500		
C1	0,7357		
C2	0,6978		
C3	0,6619		
C4	0,6341		
C5	0,6133		
D0	1,0000		
D1	0,9220		
D2	0,8524		
D3	0,7951		
D4	0,7500		
D5	0,7148		
D6	0,6871		
D8	0,6476		
D10	0,6211		
E0	1,0000		
E1	0,9803		
E2	0,9367		
E3	0,8844		
E4	0,8370		
E6	0,7632		
E8	0,7123		
E10	0,6765		
F0	1,0000		
F1	0,9949		
F2	0,9714		
F3	0,9350		
F4	0,8955		
F6	0,8238		
F8	0,7682		
F10	0,7266		
H0	1,0000		
H1	0,9989		
H2	0,9916		
H4	0,9548		
H6	0,9032		
H8	0,8524		
H10	0,8085		

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen werd door de Minister van Verkeer en Waterstaat ingesteld.

De commissie adviseert de minister omtrent alle technisch-wetenschappelijke aspecten die van belang kunnen zijn voor een doelmatige constructie en het onderhoud van waterkeringen, dan wel voor de veiligheid van door waterkeringen beschermde gebieden.