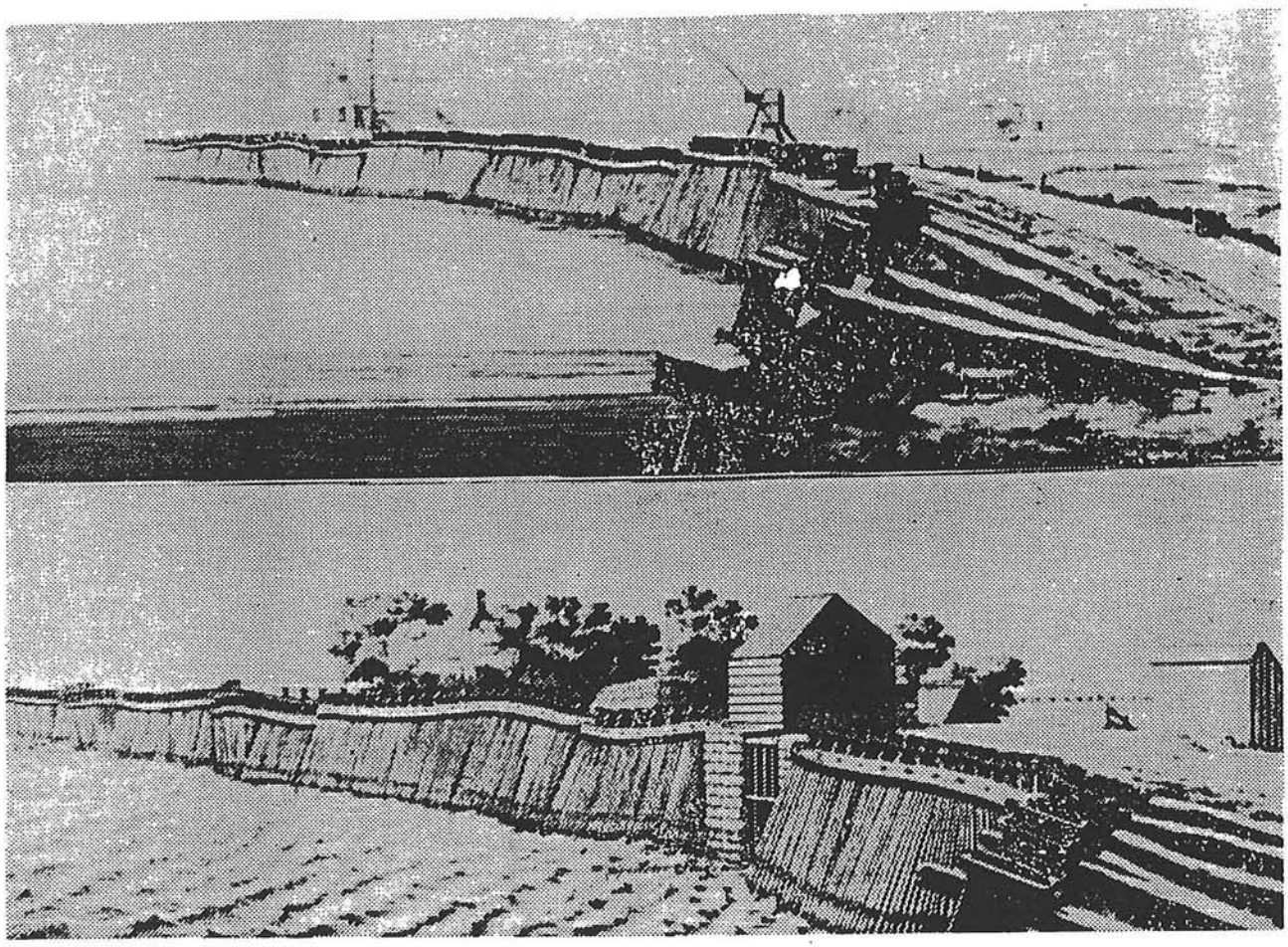
Waterkeringen

Collegedictaat t.b.v. het HTS onderwijs



Ministerie van Verkeer en Waterstaat

Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat

Dienst Weg- en Waterbouwkunde

K&O

Nederlandse Vereniging Kust- en Oeverwerken

Onderwijs Innovatiecentrum Bouwnijverheid HBO

1993

1. Vakcodering:	2. Vakgroep: Waterbouwkunde	3. Studiejaar: 2° of 4°	4. Hogeschool: Alle Hogescholen met opleiding Civiele Techniek

4. Titel en subtitel: Waterkeringen, collegedictaat t.b.v het HTS onderwijs.	5. Datum van eerste uitgave: juli 1993
	6. Schrijvers: ir H Kuijper, ir R.J.P de Gaaij, ing M van de Paverd.
	7. Contactpersoon: ir E. Baan: Onderwijs Innovatie Centrum Bouwnijverheid H.B.O

8. De eerste versie is mogelijk gemaakt door financiële bijdragen van:

Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat



Dienst Weg- en Waterbouwkunde



Onderwijs Innovatie Centrum Bouwnijverheid H.B.O

9. Datum van de laatste herziening: -	10. Schrijvers:

11. De laatste herziening is mogelijk gemaakt door financiële bijdragen van:
-

12. Bepalingen:

1. Het origineel van het dictaat wordt beheerd door het Onderwijs Innovatie Centrum Bouwnijverheid H.B.O.
2. Het overnemen van (delen van) het dictaat door studenten t.b.v schoolopdrachten is toegestaan, mits de volgende bronvermelding plaatsvindt: "Waterkeringen, collegedictaat t.b.v het HTS onderwijs, Onderwijs Innovatie Centrum Bouwnijverheid H.B.O, juli 1993".
3. Het overnemen van (delen van) het dictaat door derden is slechts toegestaan na voorafgaande schriftelijke toestemming van het Onderwijs Innovatie Centrum Bouwnijverheid H.B.O.
4. Het aanpassen van het dictaat is slechts toegestaan na voorafgaande schriftelijke toestemming van het Onderwijs Innovatie Centrum Bouwnijverheid H.B.O.
5. Het Onderwijs Innovatie Centrum Bouwnijverheid H.B.O heeft het recht het dictaat te verstrekken aan de Hogescholen ten behoeve van het onderwijs. Het dictaat zal in losbladige vorm aan de scholen worden verstrekt. De scholen dienen zelf voor verdere reproductie zorg te dragen. De Hogescholen hebben niet het recht het dictaat te publiceren op enige andere wijze dan hier beschreven.
6. De Hogescholen nemen als eerste pagina van het dictaat dit inlegvel op. Ook na herziening van het dictaat blijft deze plicht bestaan.

13. Referaat:
Het dictaat gaat met name in op de ontwerpaspecten van dijken. Daarnaast worden andere waterkeringen zoals duinen en waterkerende kunstwerken, zij het minder uitvoerig, behandeld en wordt aandacht besteed aan het beheer en onderhoud van waterkeringen.

14. Trefwoorden:
Waterkeringen, dijken, duinen.

15. Laatste uitgave: juli 1993	16. Aantal blz: 150	17. Prijs:

TEN GELEIDE

1. INLEIDING ... 1

2. ASPECTEN BIJ HET ONTWERP ... 5
2.1 INLEIDING ... 5
2.2 CULTUUR, NATUUR EN LEEFMILIEU ... 5
2.2.1 Woon- en leefmilieu ... 5
2.2.2 Landschappelijke waarden ... 5
2.2.3 Cultuurhistorische waarden ... 6
2.2.4 Natuurwetenschappelijke waarde ... 6
2.2.5 Recreatieve waarden ... 6
2.3 BEHEER EN ONDERHOUD ... 6
2.3.1 Ruimtelijke aspecten ... 7
2.3.2 Constructieve aspecten ... 7
2.4 KOSTEN ... 7

3. GANG VAN ZAKEN BIJ HET ONTWERP ... 9
3.1 INLEIDING SYSTEMATISCH ONTWERPEN ... 9
3.1.1 Probleemanalyse ... 9
3.1.2 Ontwikkelen van alternatieven ... 9
3.1.3 Effectenonderzoek ... 10
3.1.4 Rangschikken van de alternatieven ... 10
3.2 VASTSTELLEN VAN HET ONTWERP ... 11
3.2.1 Huidige procedure voor het vaststellen van het ontwerp ... 11
3.2.2 Voorgestelde procedure door de Commissie Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen (Commissie Boertien) ... 12
3.3 DE ONTWIKKELING VAN HET ONTWERP ... 16

4. MECHANISMEN EN GRENSTOESTANDEN ... 17
4.1 INLEIDING ... 17
4.2 MECHANISMEN ... 17
4.2.1 Overlopen ... 17
4.2.2 Golfoverslag ... 17
4.2.3 Afschuiven van het binnentalud ... 17
4.2.4 Afschuiven van het buitentalud ... 17
4.2.5 Wegpersen van slappe lagen in de ondergrond (squeezing) ... 17
4.2.6 Zettingsvloeiingen ... 18
4.2.7 Micro-instabiliteit ... 18
4.2.8 Piping ... 18
4.2.9 Erosie van het buitentalud ... 18
4.2.10 Erosie van het voorland ... 18
4.2.11 Kruiend ijs ... 18
4.3 GRENSTOESTANDEN ... 18

5. VEILIGHEID 20
5.1 INLEIDING 20
5.2 FAALKANS EN RISICO 21
5.2.1 Faalkans ten gevolge van één mechanisme 21
5.2.2 Faalkans van een dijkdoorsnede 22
5.2.3 Faalkans van een dijkring 23
5.2.4 Risico en toelaatbare faalkans 23

6. HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN 25
6.1 INLEIDING 25
6.2 RIVIERAFVOER EN WATERSTANDEN 25
6.2.1 Rivierafvoer 25
6.2.2 Waterstanden 26
6.2.3 Ontwerpwaterstanden 26
6.3 WATERSTANDEN AAN DE KUST 27
6.3.1 Getij 27
6.3.2 Opwaaiing 29
6.3.3 Ontwerpwaterstand 31
6.3.4 Bui-oscillaties en buistoten 31
6.3.5 Relatieve zeespiegelrijzing 32
6.4 WINDGOLVEN 32
6.4.1 Inleiding 32
6.4.2 Grondbegrippen 32
6.4.3 Golfenergie 35
6.4.4 Golven in een golfveld 35
6.4.5 Bepaling van golfhoogte en golfperiode uit windsnelheid, duur en windbaan 36
6.4.6 Voorspelling van de golfhoogte met behulp van waarnemingen 39
6.4.7 Gedrag van golven nabij de kust 39
6.5 AARD VAN DE RANDVOORWAARDEN BIJ VERSCHILLENDE LOKATIES 41

7. GEOLOGISCHE EN GRONDMECHANISCHE RANDVOORWAARDEN 42
7.1 INLEIDING 42
7.2 GEOLOGIE VAN NEDERLAND 42
7.3 STERKTE- EN STIJFHEIDSEIGENSCHAPPEN VAN DE GROND 45
7.3.1 Schuifweerstand 46
7.3.2 Samendrukbaarheid 46
7.4 DOORLATENDHEID 48
7.5 GEOLOGISCH EN GRONDMECHANISCH ONDERZOEK 48
7.5.1 Terrein onderzoek 49
7.5.2 Laboratoriumonderzoek 50

8. KRUINHOOGTE ... 52
8.1 MAATGEVENDE MECHANISMEN TER BEPALING VAN DE KRUINHOOGTE ... 52
8.2 VEREISTE KRUINHOOGTE ... 52
8.2.1 Ontwerpwaterstand ... 52
8.2.2 Golfoploop ... 53
8.2.3 Golfoverslag ... 56
8.2.4 Bui-oscillaties en Buistoten ... 58
8.3 AANLEGHOOGTE ... 59
8.3.1 Zettingen ... 59
8.3.2 Klink ... 60
8.3.3 Horizontale vervorming ... 60

9. STABILITEIT ... 61
9.1 MECHANISMEN ... 61
9.2 WATERSPANNINGEN EN GRONDWATERSTROMING BIJ DE BEOORDELING VAN DE STABILITEIT ... 61
9.3 BELASTINGEN ... 63
9.3.1 Waterstanden ... 63
9.3.2 Verkeersbelasting ... 64
9.3.3 Constructies en begroeiing ... 64
9.4 CONTROLE VAN DE STABILITEIT ... 64
9.4.1 Glijvlakkenmethode ... 64
9.4.2 Controle van het gevaar voor "squeezing" ... 66
9.4.3 Eindige-elementenmethode ... 66
9.4.4 Stabiliteit tijdens de bouwfase ... 66
9.5 MAATREGELEN TER VERGROTING VAN DE STABILITEIT IN DE GEBRUIKSFASE ... 67

10. EROSIE ... 68
10.1 INLEIDING ... 68
10.2 MICRO-INSTABILITEIT VAN HET BINNENTALUD ... 68
10.2.1 Krachten op een gronddeeltje in het talud ... 69
10.2.2 Lokaal afschuiven ... 69
10.2.3 Uitspoelen ... 70
10.2.4 Toe te passen partiële veiligheidsfactoren γ_m, γ_n en γ_d ... 71
10.3 OPBARSTEN, ZANDMEEVOERENDE WELLEN EN PIPING ... 74
10.3.1 Opbarsten en zandmeevoerende wellen ... 74
10.3.2 Het ontstaan van piping ... 75
10.3.3 Maatregelen ter voorkoming of beperking van zandmeevoerende wellen ... 79

10.4 EROSIE VAN HET BUITENTALUD / BEKLEDINGSCONSTRUCTIES 80
10.4.1 Inleiding 80
10.4.2 Erosie van het onverdedigde talud van loskorrelig materiaal 80
10.4.3 Traditionele bekledingsconstructies 81
10.4.4 Milieuvriendelijke verdedigingsconstructies 85
10.4.5 Dimensionering van bekledingsconstructies 85
10.4.5.1 Dichte plaatvormige bekleding 86
10.4.5.2 Constructies met gezette steen als toplaag 89
10.4.5.3 Toplaag van los gestorte stenen 90
10.4.6 Overgangsconstructies 92

11. BIJZONDERE BELASTINGEN 96

12. OVERZICHT VAN RELATIES VAN DE FAALMECHANISMEN MET HET FUNCTIONEEL ONTWERP VAN EEN DWARSDOORSNEDE 98

13. DIJKVERBETERING 100
13.1 INLEIDING 100
13.2 GEWONE VERSUS UITGEKIENDE ONTWERPEN 100
13.3 BIJZONDERE CONSTRUCTIES 101
13.4 ALTERNATIEVE DWARSPROFIELEN BIJ DIJKSECTIES MET BEBOUWING 102

14. MATERIALEN 104
14.1 INLEIDING 104
14.2 KLEI 104
14.3 MIJNSTEEN 107
14.4 ZAND 107

15.BESTEK EN UITVOERING 108
15.1 HET BESTEK 108
15.2 UITVOERING 108
15.2.1 Werkplan 108
15.2.2 Aanleg van een nieuwe dijk109
15.2.3 Uitvoering van dijkverhoging of dijkverbreding 111

16. BEHEER EN ONDERHOUD 113
16.1 INLEIDING 113
16.2 BEHEERMODEL VOOR WATERSCHAPPEN 115

17. OVERIGE WATERKERINGEN 117
17.1 INLEIDING 117
17.2 WATERKERENDE KUNSTWERKEN 117
17.2.1 Inleiding 117
17.2.2 Faalmechanismen bij waterkerende kunstwerken 118
17.2.3 Hoogte van de waterkering 118
17.2.4 Stabiliteit van de waterkering 118
17.2.5 Falen ten gevolge van erosie 121
17.2.6 Falen ten gevolge van aanvaring of sabotage 122
17.2.7 Falen van een beweegbare waterkering door het niet sluiten van het beweegbare deel 122
17.3 DUINEN 123
17.3.1 Inleidingen 123
17.3.2 Afslag bij stormvloed 124
17.3.3 Erosie en aanzanding van de kust 124
17.3.4 Toetsing van de veiligheid van duinen als waterkering 125

LITERATUURLIJST

APPENDIX 1: CASESTUDIES
APPENDIX 2: BEGRIPPEN
APPENDIX 3: PROBABILISTISCH REKENEN
APPENDIX 4: BESCHRIJVING VAN DE BEKLEDINGSMATERIALEN
APPENDIX 5: PROGRAMMATUUR

TEN GELEIDE

Voor u ligt het dictaat "Waterkeringen" voor het Hoger Beroeps Onderwijs, studierichting Civiele Techniek.

Het dictaat is bedoeld ter ondersteuning van de lessen over dit onderwerp in het 2e danwel het 4e jaar van de opleiding en gaat met name in op de ontwerpaspecten van dijken. Daarnaast worden andere waterkeringen zoals duinen en waterkerende kunstwerken, zij het minder uitvoerig, behandeld en wordt aandacht besteed aan het beheer en onderhoud van waterkeringen.

Bij de samenstelling van het dictaat is ernaar gestreefd aan te sluiten op een tijdsbesteding van de student van ca. 40 studiebelastingsuren, overeenkomend met 14 contact/les-uren. De samenstellers zijn zich ervan bewust dat de stof, gezien deze tijdsbesteding, uitgebreid is. Het zal dus nodig zijn dat de docent een keuze doet met betrekking tot de diepgaander te behandelen onderwerpen danwel het geheel slechts globaal behandelt.
Doordat de voorkennis van de studenten per school kan verschillen (met name op het gebied van de grondmechanica en hydraulica) en de voorkeur van docenten hierbij wellicht een rol speelt was het niet mogelijk deze keuzen in het dictaat te verwerken.

Het dictaat is tot stand gekomen door samenwerking van Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Nederlandse Vereniging Kust- en Oeverwerken, HBO-docenten, de CUR, Heidemij Adviesbureau. In dit samenwerkingsverband hebben de volgende personen een bijdrage geleverd:

ir. P. Struik (vz)	Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde
ing. M. v.d. Paverd (secr)	Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde
ir. H.J.M. Bijnsdorp	Nederlandse Vereniging Kust- en Oeverwerken
ir. G.J. Florian	Heidemij Adviesbureau B.V/ Technische Universiteit Delft
ir. R.J.P. de Gaaij	oud-docent Hogeschool-Windesheim
ir. J. Romijn	Hogeschool-Den Haag
ir. A. Talsma	Hogeschool-Leeuwarden
ing. A. v.d. Thoorn	CUR
ir. R.B.G. Verheijen	Hogeschool-Rotterdam e.o.
ir. F.P. Vonck	Hogeschool-Alkmaar

De redactie van het dictaat is verzorgd door ir. H.K.T. Kuijper (Grabowsky&Poort), ir. R.J.P. de Gaaij en ing. M. van de Paverd.

In het voorjaar van 1993 heeft ir. P. Struik zich uit de stuurgroep teruggetrokken. Zijn taak is overgenomen door ir. L. Voogt, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde.

Het dictaat is uitgebracht in losbladige vorm en is gestuurd aan de studierichting Civiele Techniek van iedere Hogeschool. Het is de bedoeling dat de studenten het dictaat in gecopieerde vorm ter beschikking krijgen, via de leraar of via de dictatenverkoop van de school.

Alhoewel grote zorg besteed is aan dit dictaat, kunnen de opstellers niet aansprakelijk gesteld worden voor eventuele fouten of tekortkomingen.

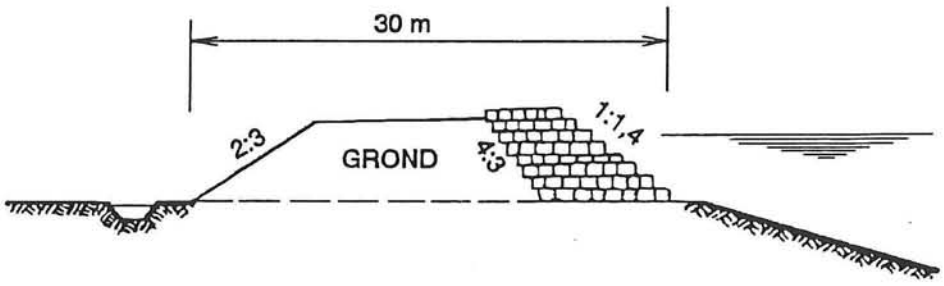
Naast dit dictaat is ook een dictaat over oevers gemaakt. De samenstelling van beide dictaten is mogelijk gemaakt door Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Nederlandse Vereniging Kust en Oeverwerken en de betrokken Hogescholen in Nederland.



Gebieden die zonder waterkeringen zouden overstromen bij stormvloed

Idem bij hoge waterstanden

figuur 1,1 Gebieden die zouden overstromen bij het ontbreken van waterkeringen [lit 1].



figuur 1,2 Profiel van een slijck- of slikker-dijk, volgens Vierlingh (±1578), verdedigd met wier- of graszoden [lit 1].

1. INLEIDING

Volgens het Van Dale woordenboek is de definitie van een waterkering: "Elke natuurlijke of kunstmatige begrenzing of afscheiding die het water in zijn loop tegenhoudt.".
Hierbij moet met name worden gedacht aan dijken, dammen, sluizen, stormvloedkeringen, enz.
In grote lijnen kunnen waterkeringen in drie hoofdgroepen worden onderverdeeld, te weten:

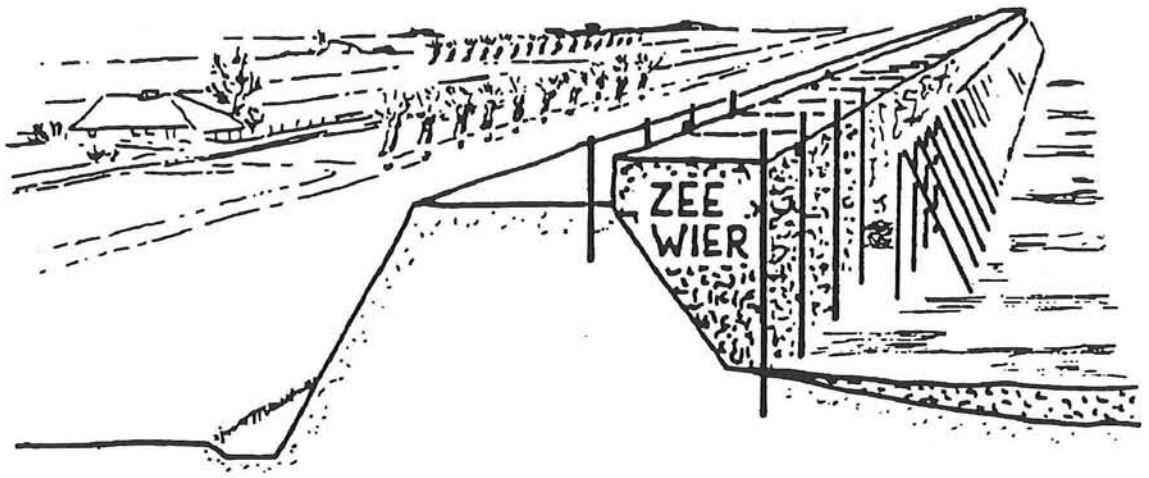
1. dijken en dammen;
2. waterkerende kunstwerken (sluizen, stuwen, stormvloedkeringen, kademuren enz.);
3. natuurlijke waterkeringen (duinen).

In dit dictaat wordt de meeste aandacht geschonken aan de eerste categorie en zal van de waterkerende kunstwerken en de duinen slechts een aantal belangrijke aspecten worden toegelicht.

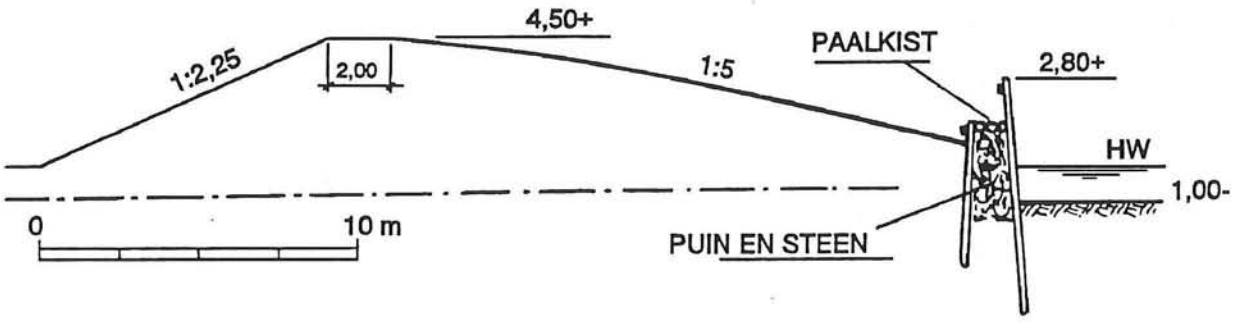
Het belang van waterkeringen voor Nederland blijkt duidelijk uit figuur 1.1. Deze figuur geeft het inundatiegebied bij stormvloed op de Noordzee en hoogwaterafvoer van de grote rivieren bij het ontbreken van waterkeringen.

Nederland ligt in de delta van de Rijn, de Maas en de Schelde. In de tijd dat deze rivieren nog niet werden belemmerd in hun natuurlijke loop vonden er regelmatig overstromingen plaats. Dit veroorzaakte een geleidelijke ophoging van het geïnundeerde land door afzetting van sediment. Hetzelfde vond plaats bij overstromingen vanuit zee ten gevolge van hoge waterstanden.
Dit proces is door de mens verstoord door de aanleg van dijken ten behoeve van bescherming van woon- en landbouwgebied. Door drooglegging en drainage van deze gebieden is de grondwaterstand verlaagd, waardoor zettingen optreden. Daarnaast is er sprake van een zeespiegelrijzing ten gevolge van een toename van de gemiddelde temperatuur op aarde. De waterstanden in de delta nemen daardoor toe ten opzichte van het vaste land.
Door de aangelegde dijken kan de afzetting van sediment alleen nog in de rivierbeddingen plaatsvinden. De beddingen stijgen daardoor ten opzichte van het aangrenzende land. De waterstanden in de rivieren nemen hierdoor toe.
Door het proces van bodemdaling, zeespiegelrijzing en beddingverhoging neemt het veiligheidsniveau van de dijken af. Na verloop van tijd is het aanpassen van de dijkhoogte dus gewenst. In het verleden werd de dijkhoogte over het algemeen pas aangepast na een overstroming.

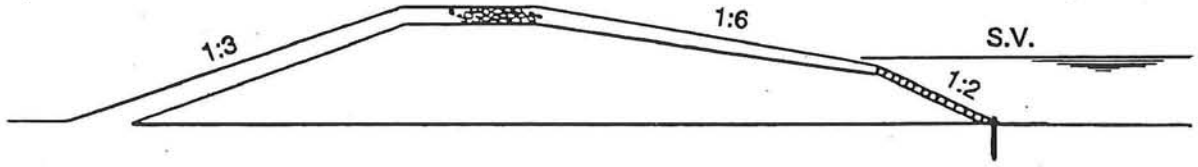
Het begin van de dijkenbouw in Nederland dateert uit de tijd van de Romeinen. Het is bekend dat later (ca. 1.000 jaar na Chr.) door kloosterlingen gebieden zijn ingepolderd. Gebruik makend van opslibbing zijn er steeds weer nieuwe gebieden ingepolderd. Sommige streken hebben als gevolg hiervan een dicht netwerk van dijken. Deze oude dijken worden over het algemeen nog steeds intact gelaten, om bij een doorbraak van de primaire waterkering de grootte van het geïnundeerde gebied te beperken. Omdat deze dijken onder normale omstandigheden geen water keren worden zij slaperdijken genoemd.
Het dwarsprofiel van dijken is over het algemeen trapeziumvormig. Omdat de hydraulische en grondmechanische randvoorwaarden sterk van de lokatie afhangen is



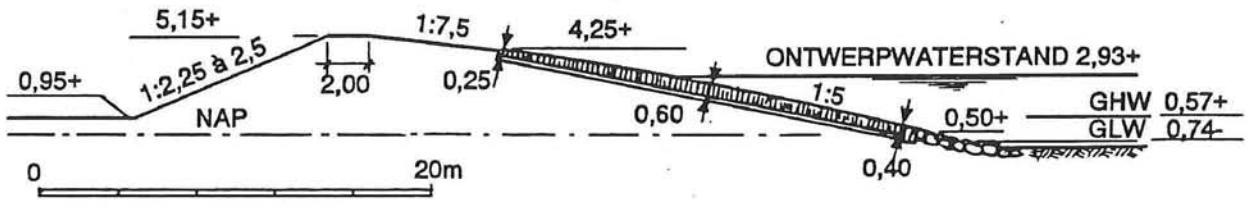
figuur 1,3 Wierdijk versterkt met een paalwerk en een bescherming van krebbingen langs de voet; de achtergrond een primitieve verankering [lit 1].



figuur 1,4 Dijk met paalkist [lit 1].



figuur 1,5 Deense dijken [lit 1].



figuur 1,6 Zeedijk met buitenberm in Zeeland [lit 1].

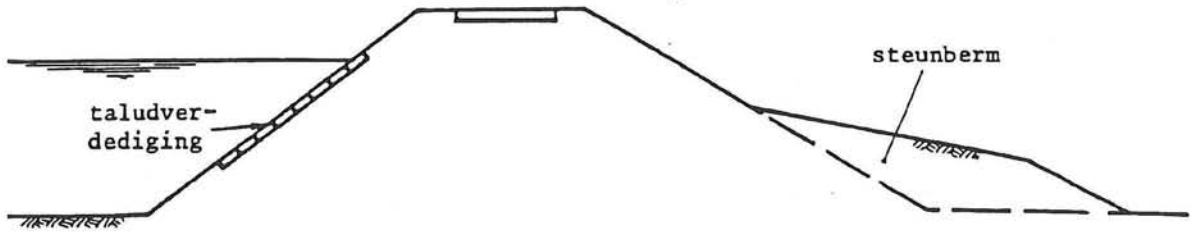
ook de vorm van de dwarsdoorsnede sterk plaatsafhankelijk. In Noord-Holland en Friesland worden de dijken dagelijks blootgesteld aan golfaanval over een relatief kleine verticale zône. In Zeeland daarentegen is er sprake van een groter getijverschil en vindt er een meer gespreide golfaanval plaats.
Als gevolg van de geconcentreerde golfaanval tijdens stormvloed ontstond er bij de Hollandse dijken een steil afslagprofiel, vergelijkbaar met de duinen. Hierdoor ontstonden steile verdedigingsconstructies, waarbij middels een vorm van taludbescherming getracht is het talud bestand te maken tegen golfaanval. Rond 1300 werd het buitentalud van de "slikkerdijk" opgebouwd uit een stapeling van bonken vette klei begroeid met wier of zeegras (zie figuur 1.2). Een variant hierop is de wierdijk. Bij deze dijk werd een wierriem op het buitentalud aangebracht (zie figuur 1.3). Door broei en het eigen gewicht van het wier ontstond er een vast geheel.
Later werden dijken met paalkisten toegepast. Een paalkist bestond uit twee palenrijen met daartussen steen en puin (zie figuur 1.4). Deze paalkisten werden door de komst van de paalworm aangetast en vernield. Noodgedwongen is men meer flauwe taluds met een stenen bekleding gaan toepassen. Langs het IJsselmeer (vroeger de Zuiderzee) en de voormalige Lauwerszee komt de zogenaamde Deense dijk voor. Deze dijk kenmerkt zich door een met steen bekleed steil onderwatertalud en een flauw bovenwatertalud (zie figuur 1.5).

In Zeeland waren de dijken geheel van klei en oorspronkelijk onbekleed. Vanaf de 11de eeuw werden de Zeeuwse dijken voorzien van een grasmat. Later werd op het talud in de getijzône een bekleding aangebracht van stro of riet (krammat) of rijshout (rijsbeslag). Weer later werden deze bekledingen voorzien van een steenbestorting. In de 19de eeuw is men er in Zeeland toe over gegaan om het buitentalud te voorzien van een berm ter beperking van de golfoploop tijdens storm (zie figuur 1.6).

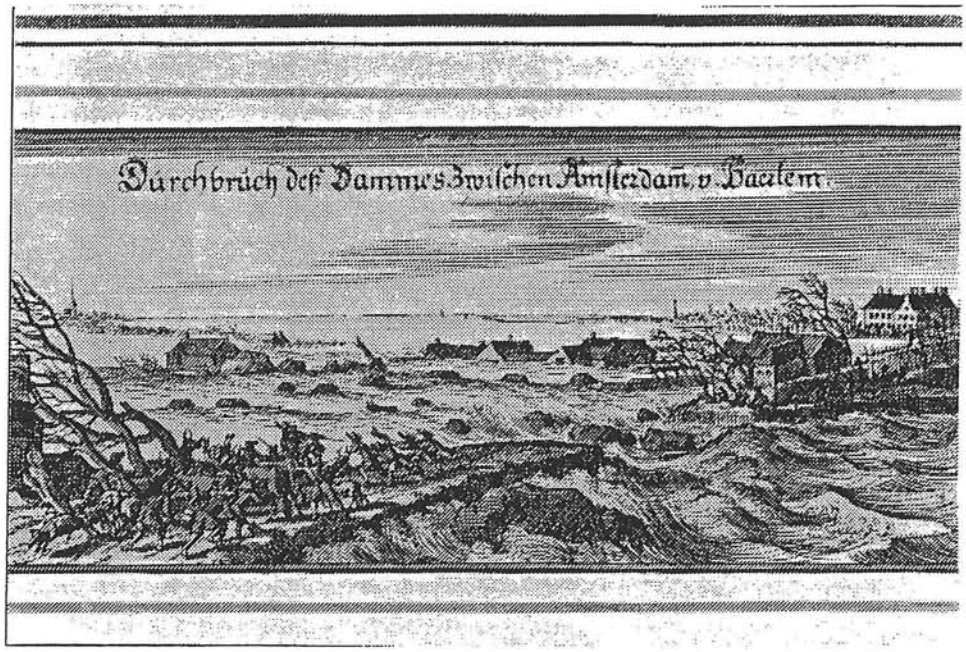
De ontwikkeling van de rivierdijken betrof in eerste instantie alleen de toename van de kruinhoogte. De hoogte van de dijk werd steeds bepaald door de hoogste bekende waterstand. De vorm van de rivierdijken is pas gewijzigd toen door een steeds grotere kruinhoogte de stabiliteit van de waterkering in gevaar kwam. Ter voorkoming van instabiliteit zijn bij sommige rivierdijken steunbermen tegen het binnentalud gelegd (zie figuur 1.7). Het uiterlijk van dergelijke rivierdijken is dus min of meer het spiegelbeeld van de zeedijken met stormvloedberm.

In het verleden zijn rampen steeds de aanleiding geweest tot grote ontwikkelingen op waterbouwkundig gebied. Zo is de watersnoodramp in 1916 de drijfveer geweest voor de aanleg van de Afsluitdijk. En is na de ramp van 1953 de Deltacommissie opgericht, die voortbouwend op het werk van ir. Wemelsfelder gebruik maakte van de statistiek om te komen tot ontwerpwaterstanden. Voor die tijd werd het ontwerp van dijken gebaseerd op de hoogste bekende waterstand.
Teneinde meer continuïteit te verkrijgen in de ontwikkeling van de kennis met betrekking tot de dijkenbouw is in 1965 de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) ingesteld.

In de jaren zestig komen geheel nieuwe elementen naar voren. Naast de veiligheid spelen vanaf dan ook de landschappelijke- en milieu-belangen een rol. In 1975 werd de Commissie Rivierdijken ingesteld om de wenselijkheid van de technisch noodzakelijke maar landschappelijk weinig fraaie dijkverhogingen te bestuderen. Vanaf dan is dijkenbouw niet alleen nog maar een economische en technische zaak, maar moet



figuur 1,7 Een steunberm verzekert de stabiliteit van het binnentalud van een rivierdijk [lit 1].



De Nederlandse geschiedenis kent vele overstromingsrampen.

steeds bewuster met de overige belangen worden omgegaan. Een goed voorbeeld hiervan is de stormvloedkering in de Oosterschelde. Het oorspronkelijke ontwerp was een dichte dam. Door milieubelangen is het ontwerp verandert.

In 1992 is er een commissie in het leven geroepen ter toetsing van de uitgangspunten voor Rivierdijkversterkingen. Deze commissie staat bekend als de "Commissie Toetsing Uitgangspunten rivierdijkversterking" of de "Commissie Boertien". Het onderzoek van deze commissie geeft antwoord op de vragen:

a. Zijn er elementen in de afweging die ten grondslag ligt aan de keuze van de norm, die nu zodanig veranderd is dat dat zou kunnen leiden tot een andere keuze?
b. Zijn er op technisch/wetenschappelijk gebied zodanig nieuwe inzichten dat die kunnen leiden tot andere uitkomsten van berekeningen?
c. Zijn er in de commentaren van de laatste tijd nieuwe elementen boven gekomen die eveneens tot andere keuze of uitkomsten kunnen leiden en die niet in de voorgaande twee vragen zijn vervat?

Verandering in de norm?
De Commissie Rivierdijken kwam in 1977 na afweging van bovengenoemde elementen tot het advies de norm voor de beveiliging van het rivierengebied tegen overstromingen te stellen op 1/1250 per jaar. Gezien de veranderingen sinds 1977 in de waardering van het rivierenlandschap enerzijds en de waarden van de te beschermen belangen anderzijds is het antwoord op de **eerste vraag** of er elementen zijn die zodanig veranderd zijn dat dit zou kunnen leiden tot een andere keuze bevestigend. De effecten van een mogelijke verlaging van de veiligheidsnorm op de genoemde elementen zijn in het onderzoek bepaald. Tevens is de mogelijkheid geanalyseerd van een regionale differentiatie, in het bijzonder voor het gebied langs de westelijke IJsseloever. Door de beleidsmaker kan, na het wegen van de effecten, een keuze worden gemaakt, zowel voor de veiligheidsnorm als voor een differentiatie in de norm.
Het antwoord op de **tweede vraag** luidt eveneens bevestigend. De nieuwe inzichten hebben betrekking op de bepaling van de maatgevende afvoer van de Rijn, de invloed van ijsdammen en het grondmechanisch ontwerp.

Het antwoord op de **derde vraag** valt in vijf delen uiteen. Het gaat daarbij om de aspecten: "verlaging van de maatgevende hoogwaterstanden" door maatregelen in het rivierengebied, "uitgekiend ontwerpen", de "afstemming van de functie waterkering met andere functies en waarden" van rivierdijken, de "financiering" van en de "procedures" voor het tot stand komen van dijkversterkingen.

De Commissie adviseert om meer uitgekiend te ontwerpen. Door intensiever onderzoek en geavanceerde berekeningstechnieken en het gebruik maken van bijzondere constructies is het mogelijk minder ruimte in beslag te nemen voor rivierdijkverbetering.
Tevens heeft de Commissie een voorstel gedaan voor een nieuwe procedure voor de tot standkoming van een rivierdijkverbeteringsplan. Hierbij is er reeds in de planvoorbereidende fase sprake van inspraak. De bevindingen van de Commissie "Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterking" benadrukken nog eens dat het ontwerpen van een waterkering of dijkverbetering niet langer meer een zaak is van alleen technici en economen.



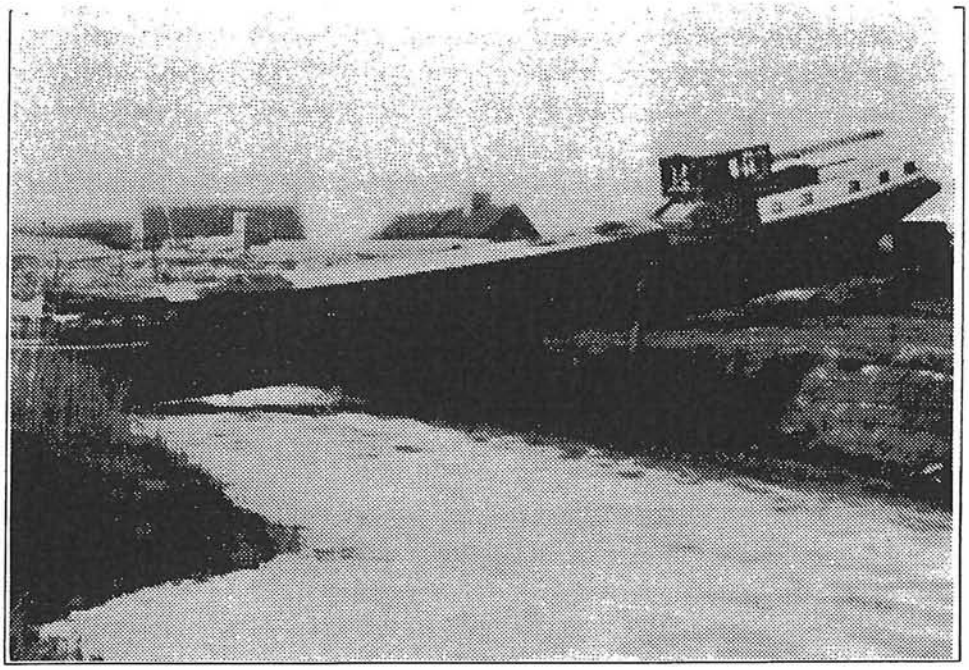
Gevolgen van een dijkdoorbraak.



Dijkbewaking.

In dit dictaat zal in hoofdstuk 2 een opsomming worden gegeven van een aantal belangen die spelen bij een dijkontwerp. In hoofdstuk 3 wordt heel kort de procedure beschreven die het ontwerp moet doorlopen om van een globaal plan te komen tot een definitief ontwerp.
Hoofdstuk 4 geeft een aantal bezwijkvormen van dijken en hoofdstuk 5 gaat in op de veiligheid van dijken.
Vervolgens worden in hoofdstuk 6 en 7 de hydraulische en geotechnische randvoorwaarden beschreven die van belang zijn bij het ontwerp van dijken.
De functionele en constructieve ontwerpaspecten komen in de hoofdstukken 9 t/m 12 en 14 aan de orde.
In hoofdstuk 13 wordt de aandacht gevestigd op uitgekiende en alternatieve oplossingen bij dijkverbetering.

Het bestek en de uitvoering worden kort beschreven in hoofdstuk 15 en in hoofdstuk 16 wordt ingegaan op het beheer en onderhoud. Bij dit laatste gaat het vooral om de rol van de beheerders (meestal de waterschappen).
Tot slot komen nog enkele belangrijke aspecten van waterkerende kunstwerken en duinen aan de orde.



Een van de gevolgen van de waternoodsramp in 1953 "als een vis op het droge"

2. ASPECTEN BIJ HET ONTWERP

2.1 INLEIDING

Een dijk heeft als primaire functie de taak het achterland (de dijkring) te beschermen tegen inundatie. Daarnaast vervult een dijk, afhankelijk van de lokatie, nog tal van andere functies. Enkele van deze nevenfuncties zijn:

- schakel in het wegennet
- vestigingsplaats van woningen en bedrijfspanden
- recreatieplaats
- landschappelijk element
- natuurwetenschappelijk element.

Een dijk is dus duidelijk een multi-functionele constructie. Bij het ontwerp van een dijk (verbetering) zijn derhalve ook zeer veel aspecten van belang. Het belangrijkste aspect blijft natuurlijk de veiligheid van de dijkring. In hoofdstuk 4 komt de veiligheid uitvoerig aan de orde. Alle aspecten van het ontwerp van een dwarsprofiel met betrekking tot het voldoen aan de veiligheidsnormen worden behandeld in de hoofdstukken 6 t/m 12. In dit hoofdstuk zullen andere aspecten, die invloed hebben op het ontwerp van zowel het tracé als het dwarsprofiel, worden genoemd en kort beschreven.

2.2 CULTUUR, NATUUR EN LEEFMILIEU

Dijken vormen een belangrijk onderdeel van het woon- en leefmilieu, vooral in gebieden waarin de bebouwing van oudsher is geconcentreerd op dijken. De Commissie Rivierdijken heeft in 1977 een rapport uitgebracht waarin zij uitvoerig aandacht besteedt aan de landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden in het bovenrivierengebied. In het benedenrivierengebied is de situatie met betrekking tot deze waarden in principe niet anders. Op grond hiervan wordt het belang van een goed afgewogen ontwerp, waarbij de belangen van cultuur, natuur en landschap zwaar wegen, benadrukt.
Nadere informatie over deze belangen wordt gegeven in het rapport van de Commissie Rivierdijken. In de volgende paragrafen wordt slechts kort een schets gegeven van de landschappelijke, cultuurhistorische biologische en recreatieve betekenis van dijken (bron: TAW-rapport "Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken").

2.2.1 Woon- en leefmilieu

De dijken in het rivierengebied hebben vaak de functie van verkeersverbinding en vormen van oudsher een vestigingsplaats van woningen en bedrijfspanden. Doordat nieuwe woongebieden aan het oude dijkdorp vastgebouwd werden is de dijk zich gaan ontwikkelen als centrum, met de daaraan gekoppelde voorzieningen.
Door een niet-planmatig groeiproces heeft de bebouwing vaak een zeer afwisselend karakter, hetgeen bijdraagt aan de positieve beleving van deze woon- en werkomgeving.

2.2.2 Landschappelijke waarden

De dijken in het rivierengebied vormen een integraal onderdeel van het landschap. De samenhang van het landschapselement dijk met zijn directe omgeving van water, oeverlanden, uiterwaarden, rivierduintjes, buitendijkse gronden, bebouwingslinten en -



Vegetatierijke en landschappelijk waardevolle rivierdijk.



Conflicterende belangen: kan dit huis bij een dijkversterking nog gespaard worden?

kernen, buitenplaatsen en hofsteden dient als landschappelijk waardevol te worden beschouwd.
Daarnaast is een belangrijk kenmerk van het landschap de bloemenrijkdom van de dijkhellingen, sloothellingen, wielen en strangen en uiterwaarden.
De combinatie van landschapselementen verschilt van plaats tot plaats: het beeld van het gebied is zeer gevarieerd en elke plaats heeft een eigen identiteit. Deze veelvormigheid geeft er een hoge belevingswaarde aan. Vele landschapselementen zijn uniek vanwege hun flora, fauna of cultuurhistorische betekenis.
De dijken met hun karakteristieke elementen vormen zo een cultuurlandschap dat vrijwel nergens anders wordt aangetroffen.

2.2.3 Cultuurhistorische waarden

In het rivierengebied heeft de aanleg van dijken grote veranderingen teweeg gebracht in het bebouwingspatroon. Aanvankelijk was de bebouwing geconcentreerd op de natuurlijke hoogten, maar de dijken hebben deze functie overgenomen. In de dorpjes langs de rivieren is dan ook veel lintbebouwing op en langs de dijken ontstaan, die tot op heden min of meer gaaf bewaard is gebleven. Deze ontwikkeling is zowel cultuurhistorisch als landschappelijk belangrijk.

2.2.4 Natuurwetenschappelijke waarde

Van vegetatiekundige betekenis zijn de dijkhellingen en graslanden op de rivierduinen en de bosjes, heggen en zomen op of nabij de dijken. Bovendien zijn de verschillende typen water-, oever- en moerasvegetaties in en langs de dijksloten, strangen en wielen botanisch zeer waardevol.
Door de diversiteit aan begroeiingstypen en het feit dat de uiterwaarden een zelden onderbroken groen lint vormen - bebouwing is in de meeste uiterwaarden uiterst schaars - zijn deze landschappen van eminent belang voor de ecologische infrastructuur. Dit komt ook tot uitdrukking in de rijkdom aan amfibieën. Verder vormen uiterwaarden belangrijke rust- en foerageergebieden voor doortrekkende en overwinterende watervogels.

2.2.5 Recreatieve waarden

Het rivieren-, overgangs- en deltagebied vormt een onderdeel van het recreatieve aanbod. Door de grote vormenrijkdom van landschap en natuur, en de eeuwenoude ontstaansgeschiedenis van dorpen en steden aan en achter de rivierdijken, kan het gebied de recreant een hoge belevingswaarde bieden.

2.3 BEHEER EN ONDERHOUD

Door verandering van het inzicht in de belastingen en de economische belangen, veranderen de eisen, die gesteld worden aan de veiligheid. Tot nu toe heeft dit steeds geleid tot dijkverhoging en verzwaring: dus modificatie van het dijkprofiel. Daarnaast is het dikwijls nodig om onderhoud te plegen aan de dijk (door schade aan de bekleding of door zetting van de kruin).
Bij het ontwerp van een dijk of dijkverbetering dient rekening te worden gehouden met de mogelijkheid van onderhoud en beheer van de dijk. Dit leidt doorgaans tot eisen ten aanzien van het ruimtelijk en constructief ontwerp.



Afsluitbare coupure in de Rijndijk bij Tolkamer, bedoeld om de verbinding van het dorp met de rivier te behouden.

2.3.1 Ruimtelijke aspecten

Als gevolg van de relatieve zeespiegelrijzing moet de dijk regelmatig worden aangepast aan de nieuwe waterstanden, door verhoging en versterking. Hierdoor wordt het hoogteverschil tussen de kruin en het maaiveld steeds groter, waardoor de stabiliteit van de dijk afneemt. Er zullen daarom ook aanpassingen plaats moeten vinden ter vergroting van de stabiliteit.
Bij het ontwerp van een dijk is dus te voorzien dat in de toekomst verdergaande versterkingen nodig zijn om het veiligheidsniveau te handhaven. Voor de uitvoering van deze werken is ruimte nodig. Het is daarom wenselijk bij het ontwerp van een dijk of dijkverbetering, als het mogelijk is, reeds een zône vrij te houden voor aanpassingen in de toekomst.

Voor rationeel beheer van dijken is het nodig de conditie van de waterkering te kunnen inspecteren. Dit betekent dat de dijk en zijn directe omgeving goed bereikbaar en visueel te inspecteren moet zijn. Ook hiervoor is ruimte nodig.

2.3.2 Constructieve aspecten

De keuze van materialen en de aard van de constructie moet erop gebaseerd zijn dat aanpassingen in de toekomst mogelijk en het liefst eenvoudig te realiseren zijn. Waterkeringen die bestaan uit een grondlichaam, al dan niet voorzien van een bekleding, voldoen aan deze eis. Dergelijke dijken kunnen worden verhoogd en verzwaard en hoeven dus nooit vervangen te worden. Damwanden en keermuren daarentegen zijn waterkeringen die na verloop van tijd geheel moeten worden vervangen.
Naast het bovengenoemde speelt de mate van benodigd onderhoud een rol van betekenis bij de keuze van de materialen. Er wordt bij voorkeur gekozen voor een constructie waarvoor de som van de stichtings- en onderhoudskosten minimaal is.
De conditie van een waterkering moet inspecteerbaar zijn. Dit wil zeggen dat de constructie niet onverwacht mag bezwijken zonder dat daarvan voortekenen waarneembaar zijn geweest.

2.4 KOSTEN

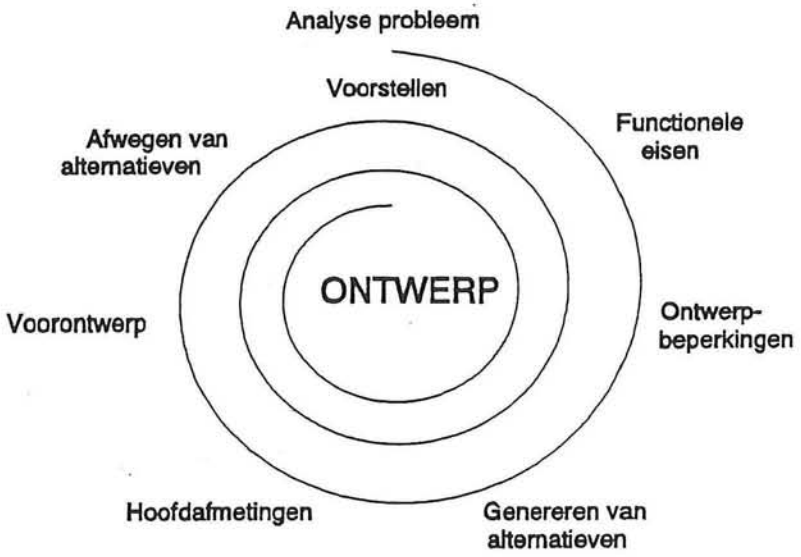
Bij de afweging van alternatieve oplossingen voor dijkverbeteringen dienen alle directe en indirecte kosten in ogenschouw te worden genomen. Zo zijn er kosten voor:

- ontwerp
- grondverwerving, uitkopen van bedrijven, oogstschade, inkomstenderving, enz.
- aanleg
- beheer en onderhoud
- reservering voor toekomstige dijkversterking
- landschappelijke inpassing.

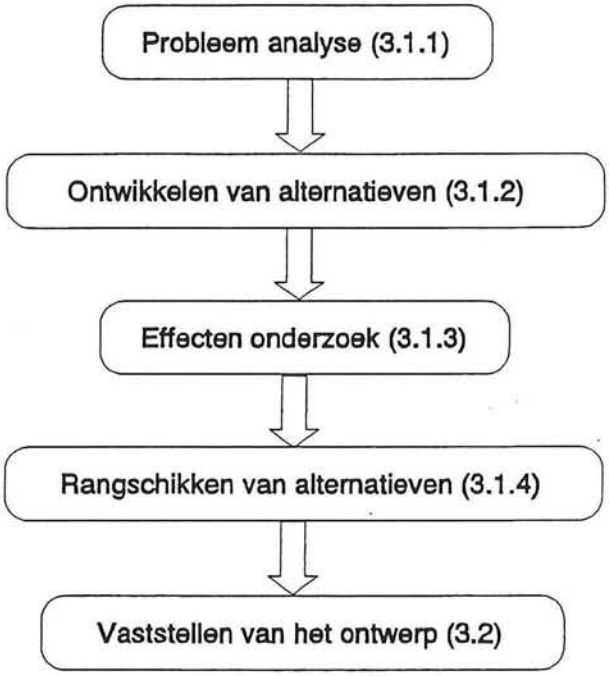
In de ontwerpkosten zijn ondermeer de kosten begrepen van de beleidsvoorbereiding, de werkvoorbereiding, het grondmechanisch onderzoek, het opstellen van de globale en definitieve plannen voor de verbetering, inclusief eventuele beleidsanalyse en die voor het opstellen van het bestek.

Voor het voeren van een doelmatig beheer is het gewenst dat de waterschappen hun waterkering in eigendom hebben. Elk waterschap zal er daarom naar streven het voor de dijkversterking benodigde grondoppervlak in eigendom te verwerven.

De kosten van de aanleg bestaan uit directe bouwkosten, de directiekosten en de kosten voor grondmechanische begeleiding van de uitvoering, vermeerderd met de kosten ten behoeve van derden, zoals aanwonenden en nutsbedrijven.
In de kosten voor onderhoud dient naast het normale onderhoud aan de waterkering, zoals herstel van schade en het maaien van taluds, eveneens rekening te worden gehouden met de vervanging van bijzondere constructies aan het einde van hun levensduur.



figuur 3,1a Het ontwerpproces voorgesteld als spiraal [lit 2].



figuur 3,1b Het ontwerpproces in stroomschema.

3. GANG VAN ZAKEN BIJ HET ONTWERP

3.1 INLEIDING SYSTEMATISCH ONTWERPEN

In hoofdstuk 2 zijn reeds verschillende functies van een dijk en de diverse belangen aan de orde geweest die een rol spelen bij het ontwerp van een dijk of dijkverbetering. Omdat er zoveel verschillende en tegenstrijdige belangen in het spel zijn, is het niet verantwoord om rechtlijnig te zoeken naar de beste technische oplossing. In het ontwerp moeten alle belangen zorgvuldig zijn afgewogen.
Het ontwerp moet systematisch worden aangepakt, waarbij de rapportage van de afwegingen een grote rol speelt. Deze systematiek en rapportage kan dienen als bewijs dat het ontwerp op een verantwoorde manier tot stand is gekomen en is daarom ook belangrijk in de relatie tussen de ontwerper en de belanghebbenden.
Het ontwerpproces bestaat uit diverse fasen die in een spiraal kunnen worden uitgebeeld (zie figuur 3.1A + 3.1B). De gehele ontwerpgang wordt in de praktijk enkele malen in de spiraal doorlopen, van grof naar fijn.

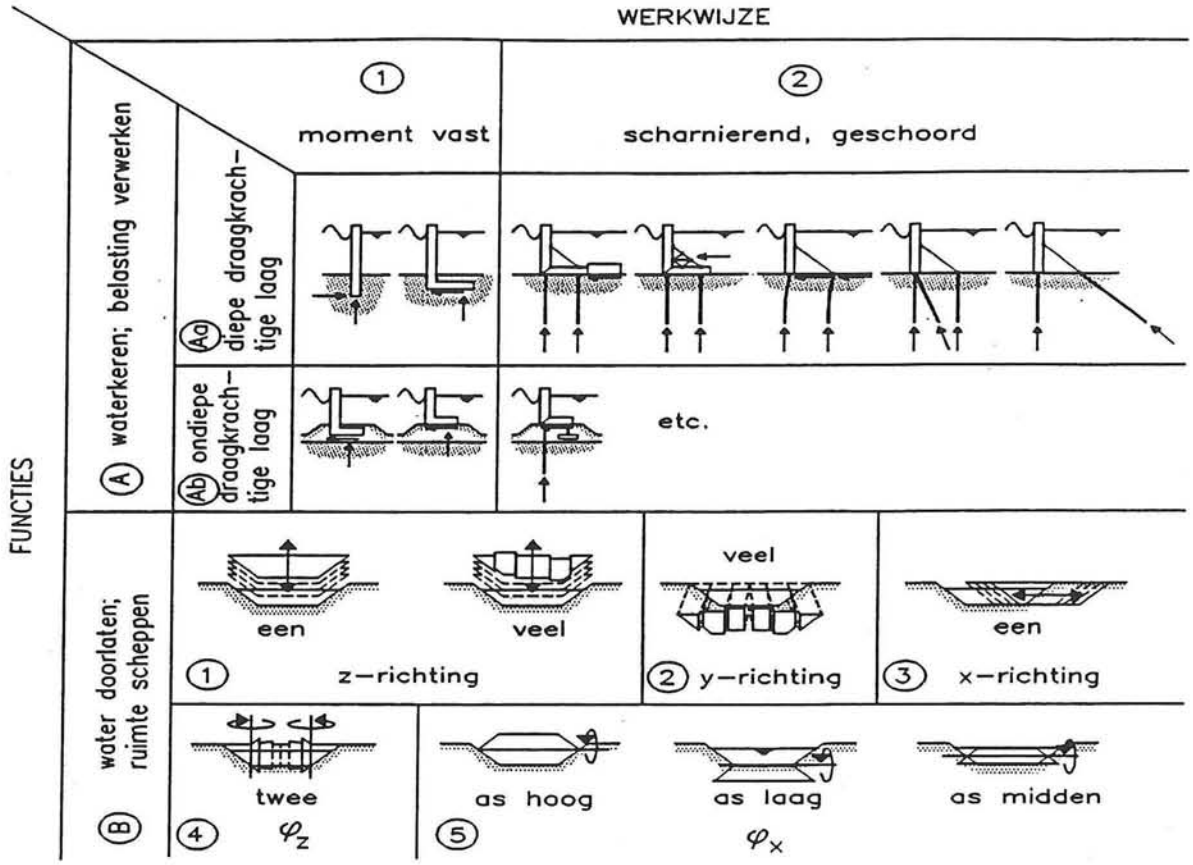
3.1.1 Probleemanalyse

Als eerste vindt er een analyse plaats van het probleem. In een vooronderzoek wordt het probleem gedefinieerd en worden globale mogelijkheden aangegeven om tot een oplossing te komen.
In de volgende fase wordt de behoefte uitvoerig geanalyseerd en worden de functies van het te maken object vastgelegd in een programma van eisen. De vertaling van de behoefte in een gedetailleerde lijst van functionele eisen dient de functies van het object volledig te beschrijven. Wanneer in deze fase van het ontwerp iets over het hoofd gezien wordt, zal dit sterk verstorend werken in de latere fasen.
De behoefte kan in de loop van de tijd veranderen. Bij het ontwerpen moet hiermee zoveel mogelijk rekening worden gehouden.
Nadat het programma van eisen is vastgesteld, komen de randvoorwaarden, waarbinnen het project moet worden gerealiseerd, aan de orde. Randvoorwaarden zijn de omstandigheden die de natuur en de beperkingen die de omgeving (maatschappij) opleggen. Bij het ontwerp van een waterkering spelen de volgende randvoorwaarden een rol:

- veiligheid
- hydraulische randvoorwaarden
- de topografie
- de geotechnische en de grondmechanische gesteldheid
- milieubeperkingen
- financiële beperkingen.

3.1.2 Ontwikkelen van alternatieven

Bij de ontwikkeling van alternatieven worden oplossingen bedacht die passen binnen het raam van de functionele eisen en randvoorwaarden. Om in een vroeg stadium te voorkomen dat potentieel goede ideeën niet onderkend worden, moet bij het vinden ervan systematisch te werk worden gegaan.



figuur 3,2 Morfologische kaart voor de functies "water keren bij hoge waterstanden op zee" en "water doorlaten" onder normale omstandigheden [lit 2].

Sub-oplossingen (middelen) Aspecten Functies Eigenschappen	1	2	ETC.
A	De oplossingsprincipes voor het totale probleem worden gevonden door combinaties van suboplossingen (bijvoorbeeld door A1, B3 en D5 te combineren.		
B			
C			
etc.			

figuur 3,3 Ontwerpen m.b.v. de morfologische kaart [lit 2].

Er is een groot aantal systematische methoden om oplossingsprincipes te ontwikkelen. Drie van deze methoden die in de waterbouw toepassing gevonden hebben zijn:

- de "traditionele ontwerpmethode"
- de "ontwerpboom"
- de "morfologische methode".

Bij de "traditionele ontwerpmethode" worden bestaande oplossingen voor min of meer gelijksoortige problemen geanalyseerd en wordt nagegaan in hoeverre zij toepasbaar zijn voor het onderhavige probleem. Door combinatie van de bruikbare bestaande oplossingen wordt een "aangepast ontwerp" gevonden. Bij deze wijze van werken wordt van een uitgebreide kennis en ruime ervaring van de ontwerper uitgegaan.

Bij de ontwerpboom wordt op grafische wijze duidelijk en schematisch een overzicht gegeven van de mogelijke oplossingsprincipes. Creativiteit en fantasie krijgen in deze benadering ruim spel en de mogelijkheid bestaat, dat geheel nieuwe oplossingen worden gevonden.

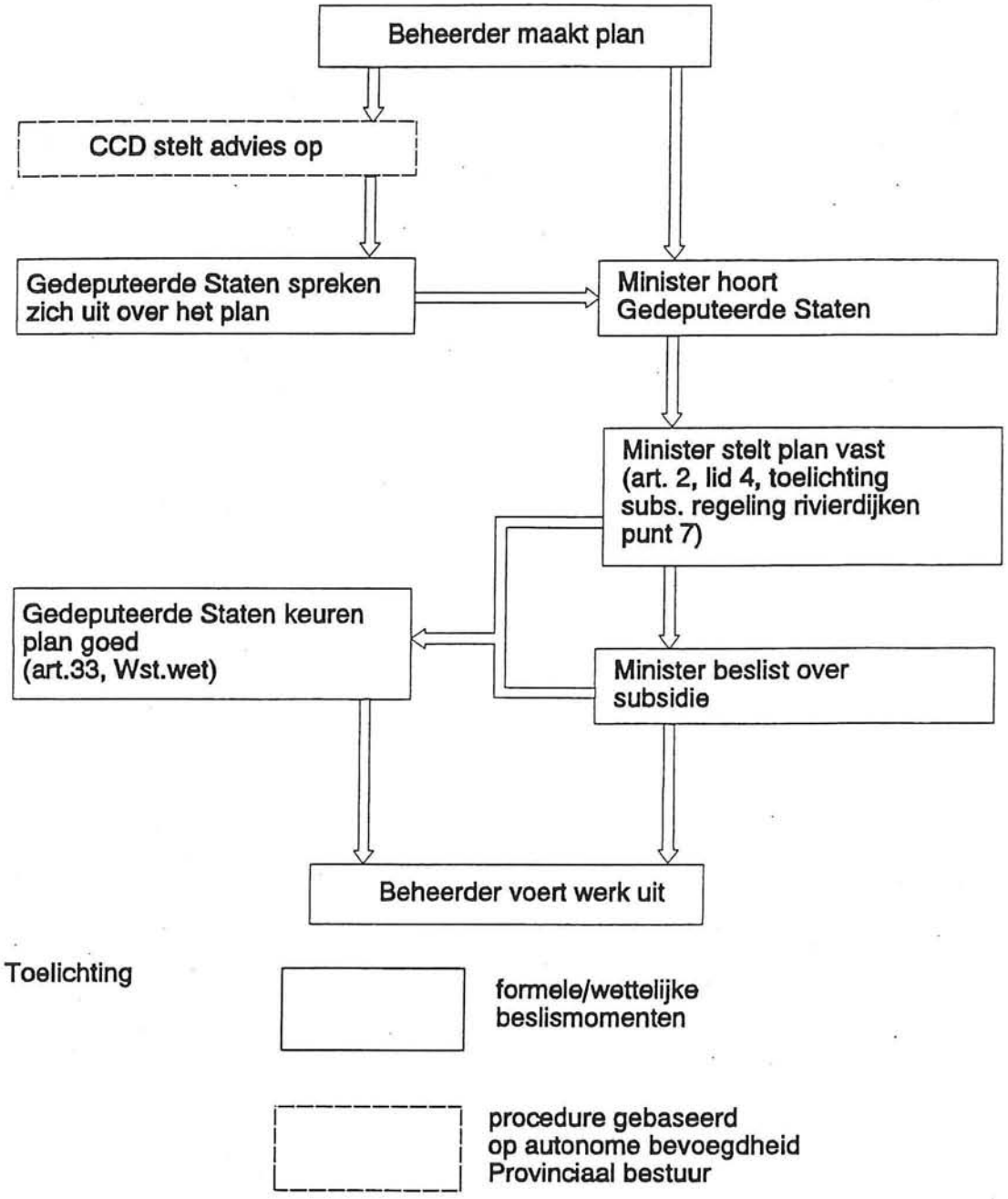
Bij de "morfologische methode" wordt een min of meer complex probleem gesplitst in verschillende functies, onderdelen of aspecten. Dit is een goede werkwijze als er meerdere gelijkwaardige functionele behoeften bestaan. Voor de onderdelen afzonderlijk wordt een aantal sub-oplossingen ontwikkeld. Deze worden in een matrix (morfologische kaart) bij elkaar gebracht (zie figuur 3.2). Door de sub-oplossingen te combineren, worden mogelijke oplossingen gevonden voor het totale probleem.

Over het algemeen is het niet nodig deze alternatieven tot in detail te ontwerpen om ze met elkaar te kunnen vergelijken.
Uiteindelijk zal gekomen moeten worden tot een keuze uit de alternatieven. Hiertoe zijn verschillende technieken ontwikkeld, waar hier niet verder op in zal worden gegaan.

3.1.3 Effectenonderzoek

Ten behoeve van de vergelijking van de alternatieven moeten de effecten op de omgeving voor de verschillende alternatieven in kaart worden gebracht. Dit kan gebeuren aan de hand van een lijst met beoordelingsaspecten (omgevingsfactoren). Per project kan de indeling van randvoorwaarden, uitgangspunten en beoordelingsaspecten verschillend zijn. Een beoordelingsaspect bij het ene project kan een randvoorwaarde of een uitgangspunt zijn bij het ander project (bijvoorbeeld verkeer). Om de effecten ten aanzien van een bepaald aspect te kunnen aangeven zijn per aspect beoordelingscriteria en een meetschaal nodig. In een effecten-overzicht worden de scores van alternatieven op de diverse beoordelingsaspecten in beeld gebracht. Omdat de effecten betrekking hebben op verschillende disciplines is het van groot belang dat een zorgvuldige afweging plaatsvindt van de mate van exactheid en zekerheid waarmee effecten kunnen worden aangegeven. Dit vereist een goede samenwerking tussen de verschillende disciplines.
Voorbeelden van aspecten, zoals deze in eerder uitgevoerde studies zijn toegepast:

- veiligheid
- milieu (fysisch en chemisch)
- natuur (ecologie)
- landschap (visuele aspecten)
- cultuurhistorie
- bebouwing (vreemde objecten)



figuur 3,4 De wettelijke procedure.

- planologie, planning en procedures
- landbouw
- recreatie
- (industrie)
- waterhuishouding
- wegverkeer
- scheepvaart
- ruimtelijke ordening
- uitvoering
- beheer en onderhoud
- kosten (ontwerp, grondverwerving, aanleg, onderhoud, beheer)

3.1.4 Rangschikken van de alternatieven

Per aspect moeten één of meerdere criteria worden vastgesteld om het mogelijk te maken het aspect te meten. Het meten is vaak erg lastig. De meetbaarheid van de criteria hangt sterk af van de tijd en het geld dat men hieraan wil besteden. Om de hoeveelheid werk te beperken is het aan te bevelen om de keuze uit alternatieven gefaseerd aan te pakken. De voor-selectie kan bijvoorbeeld plaatsvinden op basis van globale gegevens, zodat slechts voor een beperkt aantal alternatieven de effecten meer uitgebreid behoeven te worden bepaald.
Om tot een goede keuze te komen, zijn er verschillende methoden beschikbaar voor het maken van een evaluatie. De primaire functie van evaluatiemethoden bestaat uit het verhelderen en structureren van de beschikbare informatie met betrekking tot de alternatieven en is vooral gericht op het rangschikken van alternatieven, ter ondersteuning van de keuze.
Een gangbare indeling in evaluatiemethoden is die in **monetaire** en **niet-monetaire** methoden. Eerstgenoemde methode houdt in dat de effecten in overwegende mate kunnen worden uitgedrukt in geld. Voorbeelden zijn de 'kosten-batenanalyse' en de 'kosten-effectiviteitsanalyse'. De monetaire methode is over het algemeen niet geschikt voor de alternatieven die in dit cursusblok worden behandeld. Daarom wordt hierop niet verder ingegaan.
Van de niet-monetaire methoden zijn de meest bekenden de 'overzichtstabelmethoden' en de 'multicriteriamethoden'.
Om het toepassen van een evaluatiemethode mogelijk te maken is het noodzakelijk dat het effectenoverzicht volledig is ingevuld.

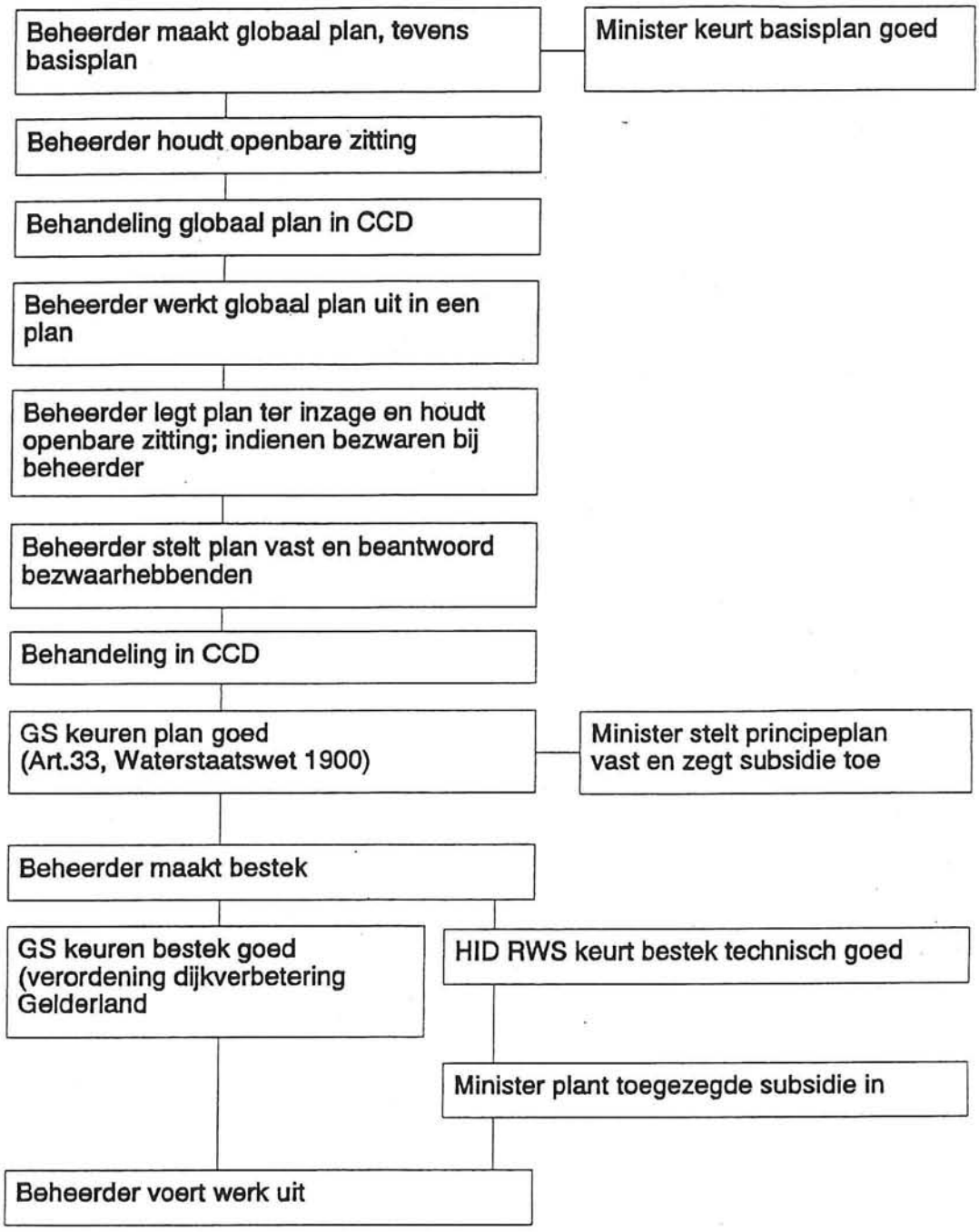
Voor een overzicht en beschrijving van de beschikbare evaluatie methoden wordt verwezen naar de PAO-cursus "Ontwerp, beheer en onderhoud van waterkeringen",1993.

3.2 VASTSTELLEN VAN HET ONTWERP

3.2.1 Huidige procedure voor het vaststellen van het ontwerp

Dijkversterkingen vereisen een zorgvuldige belangenafweging van verschillende alternatieven en varianten. Over het algemeen neemt de voorbereiding voor dijkaanleg of versterkingsprojecten van enkele kilometers dan ook enkele jaren in beslag.
Nadat het plan (ontwerp) is gemaakt moeten er nog tal van procedures worden doorlopen alvorens tot de uitvoering van het ontwerp kan worden overgegaan. Het doel van deze procedures is het controleren of alle belangen zijn meegenomen in het

GELDERLAND



figuur 3,5 De procedure zoals deze is gevolgd in Gelderland.

ontwerp en het geven van inspraak aan belanghebbenden. Hierbij zijn onder andere de Waterstaatswetgeving en de Wet op de Ruimtelijke Ordening van belang.

De waterstaatkundige zorg voor het land en het waarborgen van de veiligheid tegen overstromingen behoort tot de fundamentele taken van de overheid. Dit is zowel in de Grondwet als in de Waterstaatwet vastgelegd. Nieuwe werken tot kering van zeewater, water van het IJsselmeer of oppervlaktewater van de grote rivieren alsmede veranderingen aan bestaande werken mogen slechts worden uitgevoerd als het ontwerp is goedgekeurd door Gedeputeerde Staten van de Provincie waarin de werken zijn gelegen. Indien de werken worden uitgevoerd door de Provincie is goedkeuring van de kroon nodig.

De Deltawet bepaalt dat de plannen voor waterkeringen door de Minister van Verkeer en Waterstaat na overleg met de beheerder worden vastgesteld. De door de Minister van Verkeer en Waterstaat vastgestelde plannen worden vervolgens aan Gedeputeerde Staten ter goedkeuring voorgelegd.

Van werken vallend onder de Deltawet worden de directe kosten van uitvoering voor 100% door het Rijk vergoed.
Voor de versterking van waterkeringen in het rivieren- en het IJsselmeergebied is een subsidieregeling van kracht waarbij 80% van de directe kosten van uitvoering worden vergoed. Aanvragen van subsidie dient bij de Minister van Verkeer en Waterstaat te geschieden.

De procedure die moet worden doorlopen volgens de waterstaatwetgeving staat samengevat in figuur 3.3.
In het schema staat de CCD genoemd. Dit is de provinciale Coördinatie Commissie voor Dijkversterkingen. De Coördinatie Commissie voor Dijkversterkingen adviseert Gedeputeerde Staten bij de vaststelling van dijkversterkingsplannen.

In de praktijk is de verdere uitwerking van de totale procedure per provincie anders. In hoofdlijnen komen ze uiteraard overeen met de bovengenoemde procedure. Een voorbeeld staat gegeven in figuur 3.4 voor de Provincie Gelderland. Het grootste verschil met de procedure volgens de waterstaatswetgeving ligt in het feit dat de Minister het plan pas vaststelt nadat het is goedgekeurd door Gedeputeerde Staten. Dit is niet op basis van de Waterstaatwet maar heeft als voordeel dat de Minister weet in hoeverre er een maatschappelijk draagvlak is voor het plan.

Naast de hier gegeven procedures zijn nog andere procedures van belang, zoals die in het kader van de Wet op de Ruimtelijke Ordening en de Wet Droogmakingen en Indijkingen. Deze procedures, ter verkrijging van de aanlegvergunning en diverse ontheffingen, kunnen pas gestart worden na de vaststelling van het plan.

3.2.2 Voorgestelde procedure door de Commissie Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen (Commissie Boertien)

De (gesloten) technische voorbereiding van de plannen en het in een relatief laat stadium betrekken van de burgers, vormen een belangrijke oorzaak voor de beperkte acceptatie van de gang van zaken bij de besluitvorming over dijkversterkingen. Uit berichten in de pers, publikaties van actiegroepen en uit de gesprekken die in het kader van het onderzoek zijn gevoerd, komt een aantal problemen naar voren:

- een relatief beperkt aantal personen participeert in het maken van het ontwerp-globaal plan; daardoor is er onvoldoende reflectie op normen en waarden van anderen;
- de procedure vóór de publikatie van het globaal plan wordt als gesloten ervaren;
- de burger komt te laat in beeld;
- technische en financiële argumenten hebben de overhand in de afwegingen, vermoedelijk omdat de technici de overhand hebben in de procedure;
- een aantal functies en waarden komt onvoldoende aan bod;
- er komt een onvoldoend aantal alternatieve ontwerpen voor betrokkenen in beeld;
- de gemeente acht zich machteloos in de CCD.

De Commissie "Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterking" heeft naar aanleiding van deze problemen een voorstel gedaan voor een nieuwe procedure voor het vaststellen van het ontwerp. De uitgangspunten van de inrichting van de procedure voor de dijkverbetering zijn:

1. de procedure dient het 'voortraject' tot het formuleren van een globaal plan nadrukkelijk in beeld te brengen. In dit voortraject moeten belanghebbenden worden betrokken. De procedure dient dus vanaf het eerste begin een open karakter te hebben. Tevens dient in een vroeg stadium te kunnen worden ingesproken;
2. de procedure moet doorzichtig zijn op het gebied van de verschillende bevoegdheden, taken en verantwoordelijkheden. Vermenging van verantwoordelijkheden dient te worden vermeden, zowel formeel als feitelijk;
3. het ontwerpen van varianten voor dijkversterking dient, onder de randvoorwaarde van de veiligheidsnorm, te gebeuren vanuit de functies en waarden die in het betreffende gebied in het geding zijn. Dit betekent dat in aansluiting op het eerste uitgangspunt, de verschillende functies en waarden nadrukkelijk vanaf het begin van de procedure in beeld moeten worden gebracht zodat ze uitgangspunten voor de ontwerpers vormen;
4. de procedure dient te waarborgen dat verschillende alternatieve ontwerpen in beeld worden gebracht (inclusief de kosten) en door de belanghebbenden kunnen worden beoordeeld;
5. de toetsing van de plannen aan de uitgangspunten dient onafhankelijk te zijn; en
6. ten behoeve van de efficiency van de procedure dient het aantal betrokken (overheids-) niveaus op de verschillende momenten in de procedure beperkt te blijven.

De voorstel procedure ziet er als volgt uit:

A. Stuurgroep maakt basisnota;
B. Ontwerpgroep maakt globaal plan met alternatieven (stuurgroep begeleidt); dijkbeheerder stelt globaal plan vast en neemt initiatief tot m.e.r.;
C. Toepassing m.e.r. → MER (GS bevoegd gezag); inspraak in het kader van m.e.r.; (m.e.r. = procedure milieu-effectrapportage
MER = het rapport met de effecten)
D. Ontwerpgroep maakt principeplan → inspraak;
E. CCD geeft advies/ Minister beoordeelt plan, stelt het vast en beslist over subsidie;
F. Gedeputeerde Staten keuren plan goed;
G. Eventueel beroep tegen de beslissing van GS.

A. Stuurgroep

Op projectniveau neemt de dijkbeheerder het initiatief en stelt een stuurgroep in. De stuurgroep voor het dijkvak bestaat uit vertegenwoordigers van/namens de betrokken dijkbeheerder (voorzitter) en gemeente(n), de provincie (t.b.v. de doorwerking van het beleidsplan in het project), Rijkswaterstaat (rivierbeheerder en subsidiegever) en lokaal belanghebbenden (provinciale en lokale milieugroeperingen, bewonersorganisaties, etc.). De overheden zijn op ambtelijk niveau betrokken. De stuurgroep kan zich laten bijstaan door adviseurs.

De taak van de stuurgroep is het inventariseren van informatie over lokale waarden en functies die in het gebied in het geding zijn, de wensen die daarover bij de betrokkenen bestaan en de mogelijkheden die er zijn om de knelpunten in het dijkvak op te lossen. Hierbij is veiligheid een randvoorwaarde. De stuurgroep stelt een *basisnota* voor het dijkvak op. De basisnota vormt het uitgangspunt, waarbinnen alternatieve dijktracé's en dijkvormen kunnen worden ontworpen. In de basisnota staan aangegeven:

- de karakterisering van het gebied;
- de visie op de wenselijke ontwikkeling van het gebied, onder meer qua bestemming en gebruik;
- de onderzoeken die moeten worden uitgevoerd; en
- wensen en prioriteiten ten aanzien van de gesignaleerde knelpunten.

Vanwege de samenstelling van de stuurgroep en het karakter van de basisnota, waarbij nog geen consequenties van ontwerpen in beeld worden gebracht, wordt in dit stadium van de procedure geen inspraak voorzien.

B. Ontwerpgroep

De basisnota vormt het uitgangspunt en het kader waarbinnen alternatieve dijktracé's en dijkvormen worden ontworpen. Het ontwerpproces wordt hier opgevat als een technisch vormgevend proces met gebruikmaken van een beleidsanalytische methode. De ontwerpgroep is beperkt van samenstelling: de betreffende dijkbeheerder, eventueel bijgestaan door een extern adviesbureau. In overleg met de stuurgroep kunnen subwerkgroepen voor specifieke onderwerpen worden ingesteld. Door deze opzet wordt voorkomen dat de ontwerpgroep en stuurgroep vrijwel gelijk van samenstelling zijn en verantwoordelijkheden door elkaar gaan lopen. De stuurgroep stuurt het ontwerpproces, bewaakt de voortgang en toetst deelprodukten aan de uitgangspunten, die zijn vastgelegd in de basisnota.

Globaal plan

De ontwerpgroep ontwikkelt het globaal plan met oplossingsvarianten. In dit plan wordt expliciet gerapporteerd over de wijze waarop is omgegaan met de inhoud van de basisnota. Het globaal plan bevat niet alleen een aantal varianten maar tevens worden de beslissingscriteria en mogelijke knelpunten in beeld gebracht. Het weglaten van eventuele varianten wordt expliciet gemotiveerd. De stuurgroep beoordeelt het globaal plan mede aan de hand van de basisnota. Het globaal plan wordt door het bestuur van de dijkbeheerder vastgesteld. Vóór de vaststelling door de dijkbeheerder worden de bewoners van dijkhuizen en grondeigenaren, die door de dijkversterking worden beïnvloed, geïnformeerd over de inhoud van het plan. Het globaal plan is de basis (startnotitie) voor de m.e.r.-procedure.

C. m.e.r.-procedure

In plaats van de voormalige adviesronde door de CCD wordt voorgesteld een m.e.r.-procedure in te stellen. Door de m.e.r.-procedure op deze plaats in de procedure op te nemen wordt een aantal nadelen ondervangen die zijn geconstateerd ten aanzien van de huidige praktijk en de bestaande voorstellen:

- een objectieve toetsing door een onafhankelijke instantie;
- de m.e.r. dwingt tot het in beeld brengen van een aantal alternatieven. Hierbij kan ook worden getoetst of voldoende uitgekiend is ontworpen. De 'nul-situatie' brengt de kwaliteit van de huidige waarden en functies in beeld;
- de m.e.r. biedt de mogelijkheid om de beleidslijnen uit de provinciale plannen in beeld te brengen;
- de m.e.r.-procedure regelt en waarborgt de betrokkenheid van belanghebbenden via een inspraakprocedure.

De tijd benodigd voor de m.e.r. procedure wordt goeddeels gecompenseerd doordat de CCD in dit stadium niet om advies wordt gevraagd. Tijdens de m.e.r.-procedure vervult de stuurgroep geen functie. Goede voorlichting over het plan is in dit stadium van groot belang.

D. Van globaal plan en MER naar principeplan

Het globaal plan en het MER zijn de basis van de ontwikkeling van het principeplan voor de dijkversterking in het betreffende dijkvak. Het principeplan wordt door het bestuur van de dijkbeheerder ter visie gelegd en er vindt een hoorzitting plaats.

E. Coördinatie Commissie Dijkversterkingen

De CCD functioneert in dit voorstel als adviescollege voor GS. De CCD kan haar advies aan GS baseren op de beschikbare documenten: het provinciale beleidsplan, de basisnota van de stuurgroep, het principeplan, het MER en de resultaten van de inspraak.

F. Gedeputeerde Staten

GS hebben goedkeuringsbevoegdheid krachtens art. 33 van de Waterstaatwet 1900. Tot het van kracht worden van de ontwerp-Wet op de waterkering bestaat slechts beroepsmogelijkheid tegen dit besluit voor de in art. 35 genoemde actoren: beheerders van waterstaatswerken, besturen van belanghebbende gemeenten, de hoofdingenieur van Rijkswaterstaat, de ondernemer (initiatiefnemer) van het werk.

G. Beroep

Om de rechtsbescherming in het kader van de dijkversterking te verbeteren, verdient het aanbeveling de beroepsmogelijkheden te verruimen.

3.3 DE ONTWIKKELING VAN HET ONTWERP

In de procedure voor vaststelling van het plan is duidelijk te zien dat het ontwerp drie fasen doorloopt, te weten:

1. Het Globaal Plan
2. Het Principe Plan
3. Het Bestek

1. Het Globaal Plan

Dit plan is in feite het voorontwerp en bevat grofweg de volgende fasen:

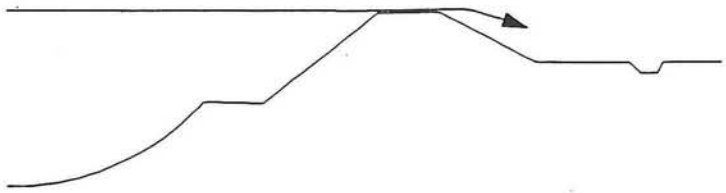
- Analyse van het probleem:
  bestuderen van de opdracht en de eisen; vastleggen van de bestaande toestand; toetsing van de bestaande toestand.
- Formulering van de functionele eisen en randvoorwaarden.
- Genereren van alternatieven (dwarsprofielen die voldoen aan de eisen).
- selectie van een aantal gelijkwaardige alternatieven met hoofdafmetingen resulterend in een voorontwerp. Er wordt getracht zoveel mogelijk al te komen tot een beperkt aantal goed beredeneerde alternatieven.

2. Het Principe Plan

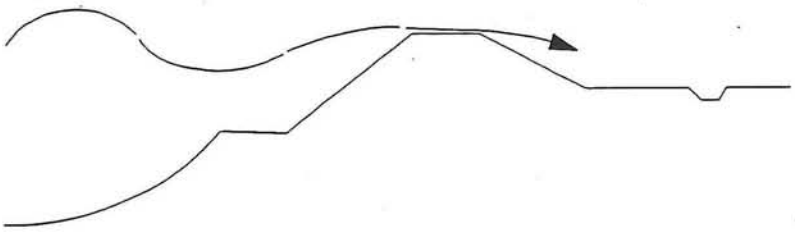
Het principe plan is het uiteindelijk gekozen alternatief.
Dat wil zeggen dat in het principe plan het tracé en alle dwarsprofielen zijn vastgelegd. Ook de bekleding en andere constructieve aspecten zijn per dijkvak vastgelegd. Met behulp van het principe plan kan een goede begroting worden gemaakt van de kosten. Met het principe plan wordt de subsidie-aanvraag gedaan bij de minister.

3. Het Bestek

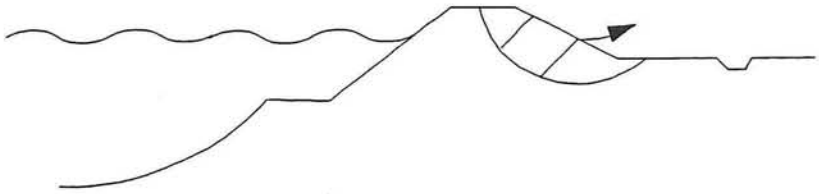
Wanneer het principe plan is goedgekeurd door zowel de minister als GS dan kan het bestek worden gemaakt. In het bestek wordt het ontwerp met behulp van omschrijvingen en tekeningen in detail beschreven. Het bestek geeft ook de eisen die worden gesteld aan de uitvoering (zie 15.1).



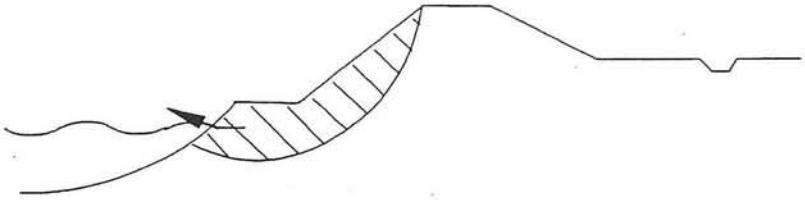
figuur 4,1 Overlopen [lit 216].



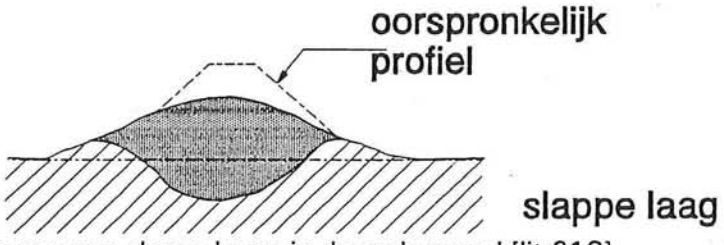
figuur 4,2 Golfoverslag [lit 216].



figuur 4,3 Afschuiven van het binnentalud [lit 216].



figuur 4,4 Afschuiven van het buitentalud [lit. 216].



figuur 4,5 Wegpersen van slappe lagen in de ondergrond [lit 216].

4. MECHANISMEN EN GRENSTOESTANDEN

4.1 INLEIDING

Een mechanisme is de wijze waarop een constructie overgaat van normaal functioneren naar falen en/of bezwijken.
Onder falen wordt verstaan het niet meer kunnen vervullen van één of meer essentiële functies.
Bezwijken vindt plaats als ten gevolge van evenwichtsverlies grote vervormingen ontstaan; de kans op falen is daarbij meestal onaanvaardbaar groot. Bezwijken zonder falen is echter ook mogelijk. Bezwijken zonder falen treedt bijvoorbeeld op als een dijklichaam afschuift maar inundatie uitblijft door een lage buitenwaterstand. Analyse van falen en bezwijken van waterkeringen heeft een redelijk overzicht van mechanismen opgeleverd. Dit overzicht staat gegeven in de volgende paragraaf.

4.2 MECHANISMEN

Het overzicht van mechanismen dat hier gegeven wordt heeft betrekking op een dijk. Voor waterkerende kunstwerken is nog een aantal andere mechanismen van belang waar hier verder niet op zal worden ingegaan.

4.2.1 Overlopen

Overlopen van een dijk treedt op indien de waterstand voor de dijk de kruinhoogte overschrijdt (zie figuur 4.1).
Door het plaatselijk overlopen van een dijk zal over het algemeen niet direct inundatie van het achterland (de dijkring) plaatsvinden, maar treedt wel erosie van het binnentalud op. Door deze erosie kan een bres in de dijk ontstaan waardoor zeer grote hoeveelheden water snel in de dijkring kunnen stromen.

4.2.2 Golfoverslag

Golfoverslag ontstaat door een combinatie van een hoge waterstand plus grote golfhoogte (zie figuur 4.2). Net als bij het mechanisme "overlopen" geldt ook hier dat het waterbezwaar ten gevolge van golfoverslag niet zo zeer tot problemen leidt, maar dat door erosie van het binnentalud en de kruin dijkdoorbraak kan optreden.

4.2.3 Afschuiven van het binnentalud

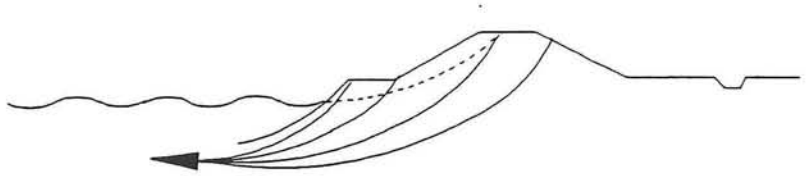
Afschuiving van het binnentalud kan ontstaan ten tijde van hoogwater door een toename van de waterspanningen en afname van de schuifweerstand in het afschuifvlak (zie figuur 4.3).

4.2.4 Afschuiven van het buitentalud

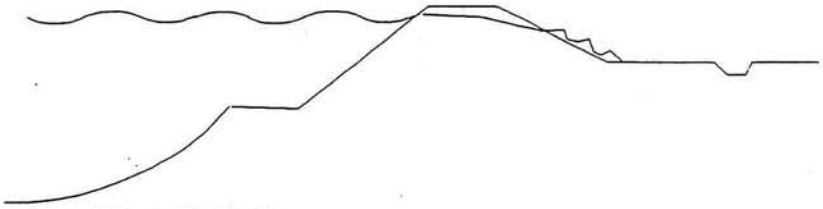
Indien afschuiven van het buitentalud optreedt, is dit meestal na een periode van hoogwater gevolgd door een snelle val van de waterstand (zie figuur 4.4).

4.2.5 Wegpersen van slappe lagen in de ondergrond (squeezing)

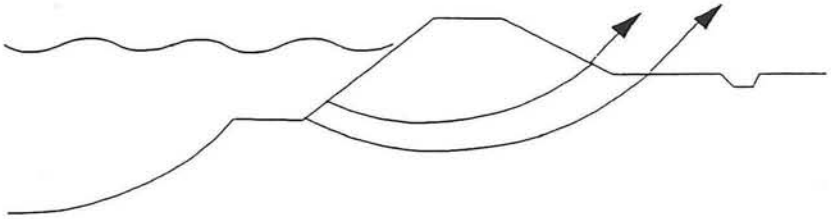
Dit is een mechanisme dat vooral op kan treden bij de aanleg of het ophogen van een dijk, indien er dikke slappe veenlagen voorkomen onder en naast het dijklichaam (zie figuur 4.5).



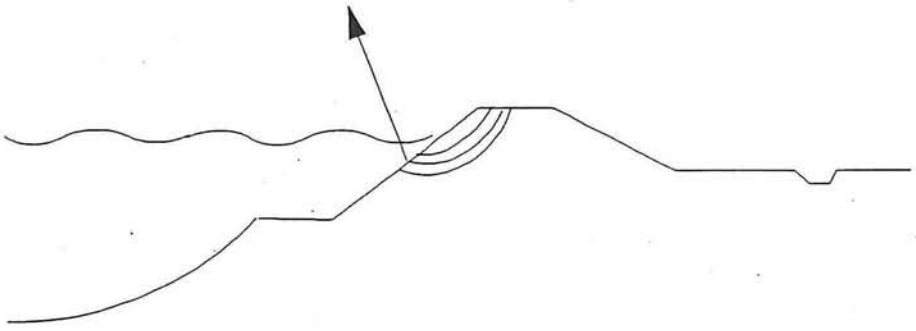
figuur 4,6 Zettingsvloeiing [lit 216].



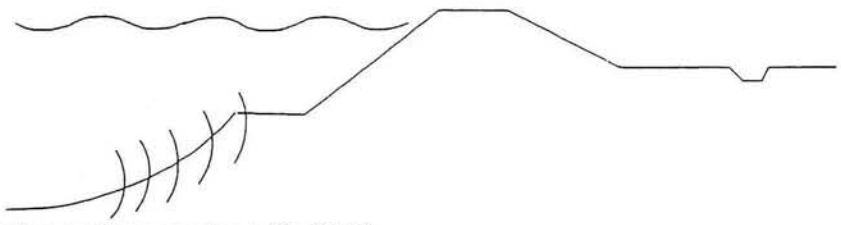
figuur 4,7 Micro-instabiliteit [lit 216].



figuur 4,8 Piping [lit 216].



figuur 4,9 Erosie van het buitentalud [lit 216].



figuur 4,10 Erosie van het voorland [lit 216].

4.2.6 **Zettingsvloeiingen**

Bij zandlagen met een losse pakking kan instabiliteit optreden door een snelle vermindering van het poriënvolume. Deze verandering kan het gevolg zijn van trillingen of lokale stabiliteitsverstoringen. Het losgepakte zand zal een dichtere pakking willen aannemen. Het water in de poriën kan echter niet snel wegstromen waardoor een verhoging van de waterspanning optreedt met als gevolg een afname van de schuifweerstand. Hierdoor gedraagt het zand zich als een vloeistof, waardoor grote deformaties kunnen optreden (zie figuur 4.6).

4.2.7 **Micro-instabiliteit**

Onder micro-instabiliteit wordt verstaan de erosie van het binnen-talud ten gevolge van uittredend grondwater (zie figuur 4.7). Dit ontstaat ten gevolge van kwel door het dijklichaam ten tijde van langdurig hoogwater.

4.2.8 **Piping**

Piping is een verschijnsel waarbij door grondwaterstroming langs een grensvlak van loskorrelig materiaal met slecht doorlatend materiaal, meevoering plaatsvindt van het korrelige materiaal. Hierdoor kunnen gangen (pipes) ontstaan. Het gevolg kan een ondermijning zijn van het dijklichaam en het bezwijken daarvan (zie figuur 4.8).

4.2.9 **Erosie van het buitentalud**

Door golfaanval kan erosie van het buitentalud optreden met als gevolg dijkdoorbraak (zie figuur 4.9).
Dit kan optreden door deining, windgolven en scheepvaartgolven.

4.2.10 **Erosie van het voorland**

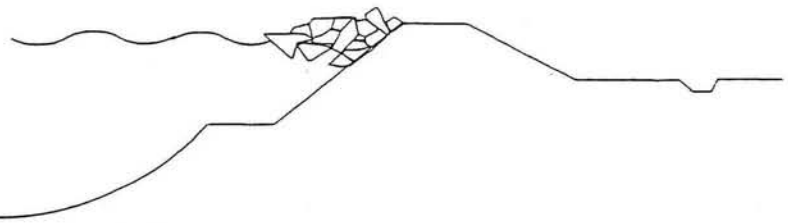
Door onder een hoek invallende golven en getijdestromen kan aan de kust erosie plaatsvinden van het voorland. Bij rivieren kan erosie veroorzaakt worden door grote rivierafvoer; vooral in een buitenbocht.
Ten gevolge van dit mechanisme kan de stabiliteit van het dijklichaam ernstig in gevaar worden gebracht (gevolg: afschuiving of zettingsvloeiingen) (zie figuur 4.10).

4.2.11 **Kruiend ijs**

Kruiend ijs kan vooral voorkomen bij grote meren. Het kruiend ijs kan de kruin van de dijk zwaar beschadigen en een bedreiging zijn voor de stabiliteit van de dijk (zie figuur 4.11).

4.3 GRENSTOESTANDEN

Bij een nadere bestudering van de mechanismen die beschreven staan in 4.2 zal opvallen dat er altijd sprake is van een weerstand van de dijk tegen falen en/of bezwijken. Deze weerstand wordt doorgaans aangeduid als de sterkte met betrekking tot het mechanisme en wordt aangegeven met de letter R (Resistance).
De belasting die falen en/of bezwijken veroorzaakt wordt aangegeven met de letter S (Sollicitation).



figuur 4,11 Kruiend ijs [lit 216].



Overstromen van een zomerkade.

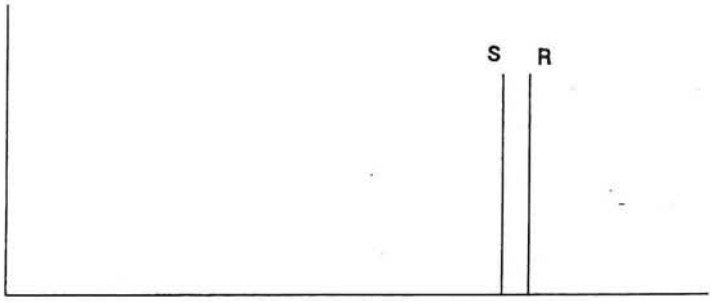
De beschrijving van belasting en sterkte moet zodanig geschieden dat de dimensies van R en S dezelfde zijn.
Zo is bij het mechanisme "overlopen" R de kruinhoogte van de dijk en is S de waterstand voor de dijk.

Er geldt nu:

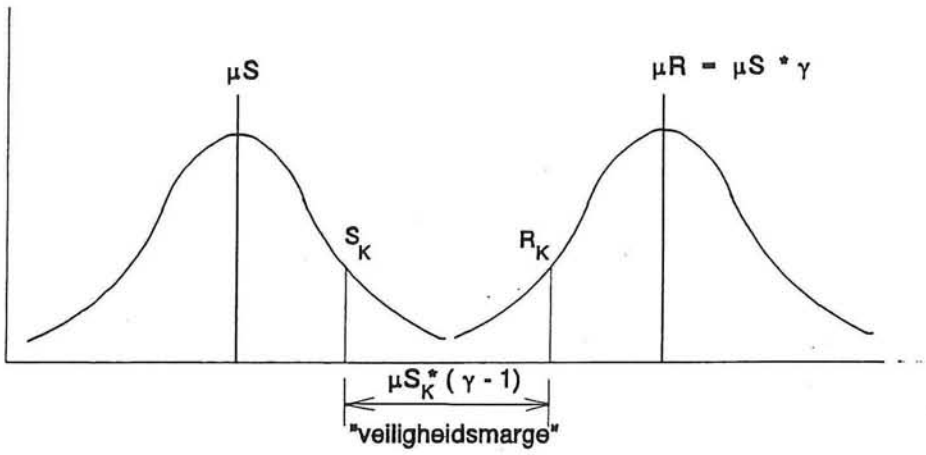
$R - S \geq 0$ geen falen
$R - S < 0$ falen

De toestand waarbij de sterkte en de belasting even groot zijn ($R - S = 0$) wordt een grenstoestand genoemd.
Voor een waterkering zijn dus net zo veel grenstoestanden te bedenken, waarin de constructie zich kan bevinden, als mechanismen.

Indien R en S exact bekend zouden zijn (deterministisch):



In de praktijk zijn R en S niet exact bekend:



figuur 5,1 Gemiddelde sterkte en gemiddelde belasting.

5. VEILIGHEID

5.1 INLEIDING

Veiligheid is een moeilijk te definiëren begrip dat lang niet voor iedereen hetzelfde betekent. In het dagelijks leven heeft men het ook vaak over een gevoel van veiligheid. Hieruit blijkt de subjectiviteit van het begrip veiligheid.

Civieltechnische ingenieurs kennen het begrip veiligheid meestal in de vorm van een veiligheidsfactor of een toeslag op de belastingen bij sterkteberekeningen. Deze veiligheidsfactor was vroeger (en nu nog wel) gebaseerd op ervaring. Tegenwoordig beschikken we over rekentechnieken om de keuze van de grootte van de veiligheidsfactoren theoretisch te onderbouwen.

In hoofdstuk 4.3 zijn reeds de begrippen "belasting" (S) en "sterkte" (R) aan de orde geweest.
De marge tussen de sterkte en de belasting kan worden gezien als een maat voor de veiligheid. Deze marge is een functie van R en S en staat bekend als de betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = R - S$$

Aansluitend op 4.3 kan worden gesteld dat een constructie betrouwbaar is indien:

$$Z \geq 0$$

Dus:

$$R - S \geq 0$$
$$\Leftrightarrow R \geq S$$
$$\Leftrightarrow \frac{R}{S} \geq 1$$

Indien R en S exact bekend zouden zijn (deterministisch) dan zou het bovenstaande voldoende zijn als voorwaarde voor een betrouwbare constructie. In de praktijk zijn er echter bijna altijd onzekerheden met betrekking tot de grootte van zowel R als S.

Derhalve wordt er in het algemeen een strengere eis gesteld (zie figuur 5.1):

$$R_k \geq \gamma \cdot S_k$$

waarin: γ = veiligheidsfactor
R_k = karakteristieke sterkte
S_k = karakteristieke belasting

De factor γ is afhankelijk van de mate van onzekerheid in de grootte van R en S en de toelaatbare faalkans. Met behulp van probabilistische methodes kan een acceptabele grootte voor de factor γ worden berekend.

In de huidige normen is er sprake van partiële veiligheidsfactoren. Dit betekent dat er zowel voor de sterkte als de belastingen factoren in rekening worden gebracht.
In formulevorm:

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq S_k \cdot \gamma_s$$

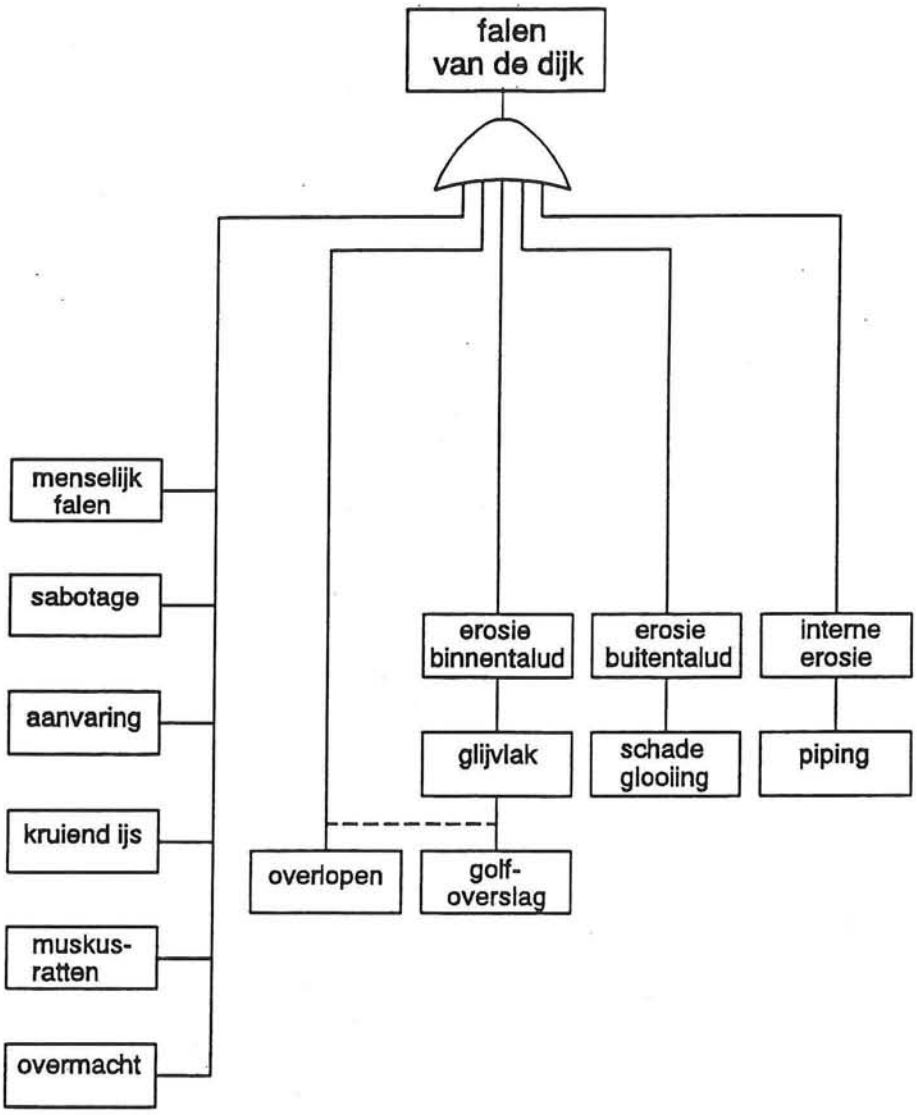
waarin: γ_m = materiaalfactor
γ_s = belastingfactor

De materiaalfactor en de belastingfactor zijn beide afhankelijk van onzekerheid in de grootte van zowel R als S.
De kans dat $R < S$ is de faalkans. De faalkans is de maat waarmee de veiligheid wordt gemeten.
Hoe kleiner de faalkans des te groter de veiligheid.
In paragraaf 5.2 zal nader worden ingegaan op de bepaling van de faalkans bij een gegeven R en S.

5.2 FAALKANS EN RISICO

5.2.1 Faalkans ten gevolge van één mechanisme

De sterkte en de belasting in een betrouwbaarheidsfunctie zijn te schematiseren met behulp van stochastische variabelen.
Dat wil zeggen dat de waarde van de variabelen niet exact bekend is, maar dat er wel een kansverdeling bestaat, die de kans geeft dat de variabele kleiner is dan een bepaalde waarde. In principe kan de stochastische variabele dus elke waarde aannemen waarvoor de kansverdelingsfunctie is gedefinieerd.
Met behulp van probabilistische rekentechnieken kan vanuit de kansverdelingen voor R en S de kansverdeling voor de betrouwbaarheidsfunctie worden bepaald. De kans op falen is gelijk aan de kans dat $Z < 0$, dit wordt geschreven als: $P\ (Z < 0)$, waarbij P staat voor Probability.
Ter illustratie nu eerst een eenvoudig voorbeeld:



figuur 5,2 Falen van een dijkdoorsnede (foutenboom) [lit 216].

Voorbeeld 1

Stel dat de sterkte van een constructie beschreven kan worden door een normale verdeling met een gemiddelde: $\mu_R = 100$ en standaardafwijking $\sigma_R = 10$ (N.B. de eenheden zijn achterwege gelaten) en de belastingen eveneens met een normale verdeling met $\mu_S = 58$ en $\sigma_S = 15$.

Gevraagd: Bereken de faalkans.

Oplossing: De betrouwbaarheidsfunctie luidt:

$$Z = R - S$$

Uit de statistiek is bekend dat Z ook normaal verdeeld is, met:

$$\mu_z = \mu_R - \mu_S \quad en \quad \sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

Dus: $\mu_Z = 42$
$\sigma_Z = 18{,}03$

De kans dat een normaal verdeelde variabele een gegeven waarde onderschrijdt kan worden bepaald met behulp van de standaardnormale verdeling. De standaardnormale verdeling is een normale verdeling met $\mu = 0$ en $\sigma = 1$.
Voor deze verdeling zijn er tabellen beschikbaar die de kans op over- en onderschrijding van een bepaalde waarde geven. Deze tabellen kunnen ook worden gebruikt voor een normale verdeling met willekeurige σ en μ.
De kans dat $Z < X$ kan worden bepaald door de waarde af te lezen uit de tabel voor de standaardnormale verdeling die hoort bij:

$$Z = \frac{x - \mu_z}{\sigma_z}$$

De faalkans is dus:

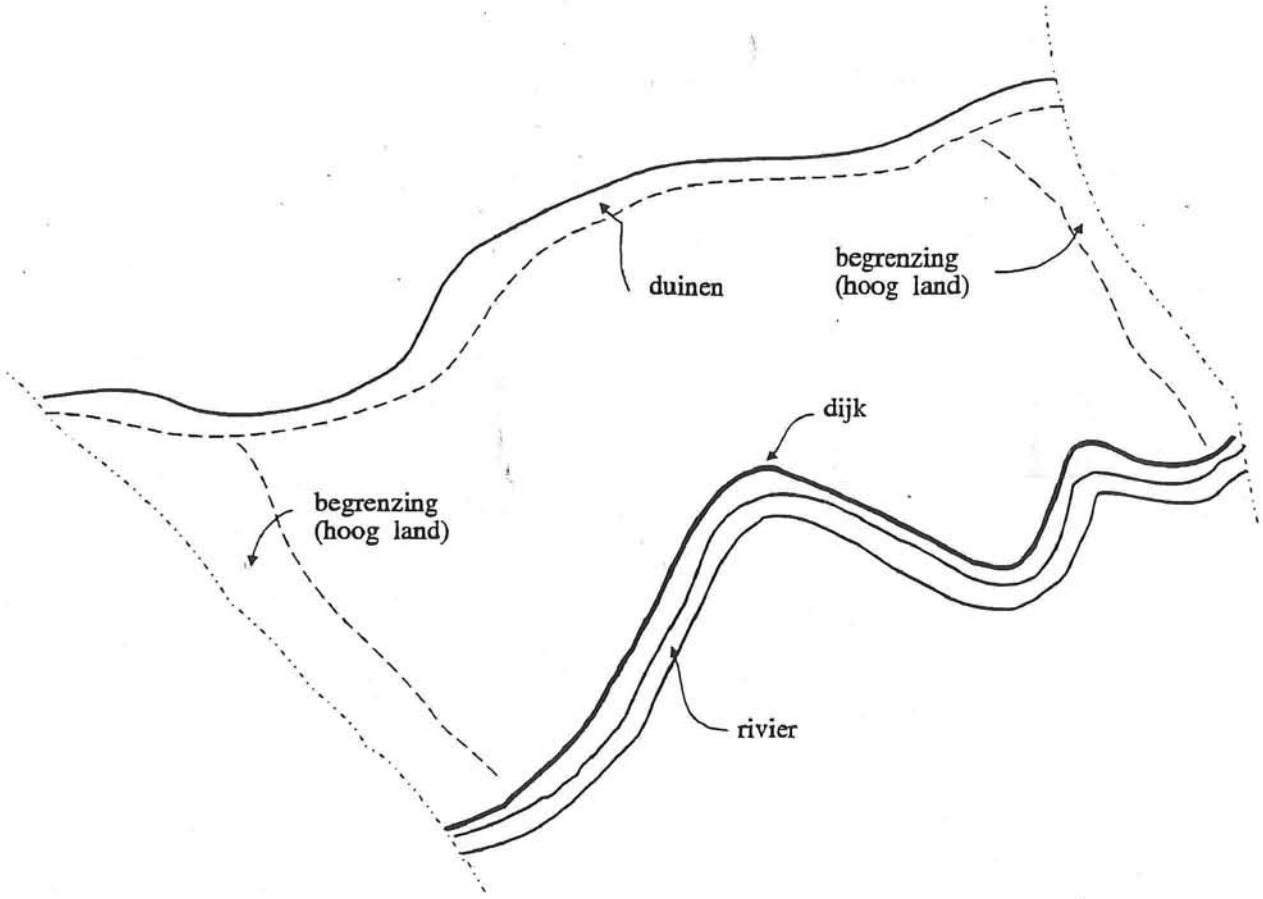
$$P\ (\ Z < O\ ) = \Phi\ (-\ \frac{42}{18{,}03}\ ) = 0{,}01$$

waarin: Φ = standaard normale verdeling
$P\ (Z<0)$ = de kans dat $Z < 0$ = de faalkans.

Het bovenstaande voorbeeld is zeer eenvoudig, omdat zowel de sterkte als de belasting normaal verdeeld zijn.
In werkelijkheid zijn R en S dikwijls functies van meerdere stochastische variabelen, die niet normaal verdeeld hoeven te zijn. Het berekenen van de faalkans is dan een gecompliceerde zaak, die overgelaten dient te worden aan deskundigen.

5.2.2 Faalkans van een dijkdoorsnede

Ter plaatse van een dijkdoorsnede kunnen verschillende mechanismen optreden (zie figuur 5.2). Elk mechanisme heeft een kans van optreden.
Voor het berekenen van de faalkans van de dijkdoorsnede moeten de kansen op stochastisch onafhankelijke mechanismen bij elkaar worden opgeteld.



figuur 5,3 Faalkans van een dijkring (voorbeeld).

Indien twee mechanismen volledig afhankelijk van elkaar zijn, dan moet alleen het mechanisme met de grootste kans van optreden in rekening worden gebracht. Bij een geval waarbij de mechanismen gedeeltelijk afhankelijk van elkaar zijn, kan niet zonder meer de kleinste kans worden weggelaten. Er zijn methoden om een onder- en bovengrens te bepalen voor de faalkans. Voor dergelijke technieken wordt verwezen naar het TAW-rapport "Probabilistisch ontwerpen van waterkeringen" en Appendix 3, behandeling daarvan valt buiten het bestek van dit dictaat.

5.2.3 Faalkans van een dijkring

"Een ketting is zo sterk als de zwakste schakel".
Dit gezegde gaat letterlijk op voor het geval alle schakels gelijk worden belast. Voor een dijkvak waarvoor alle randvoorwaarden gelijk zijn geldt in principe hetzelfde en kan men stellen: "Een dijkvak is zo sterk als zijn zwakste doorsnede".
Bij een dijkring ligt het enigszins gecompliceerder. Bij de faalkansberekening voor een dijkring speelt wederom de stochastische afhankelijkheid c.q. onafhankelijkheid van de verschillende dijkvakken een belangrijke rol.

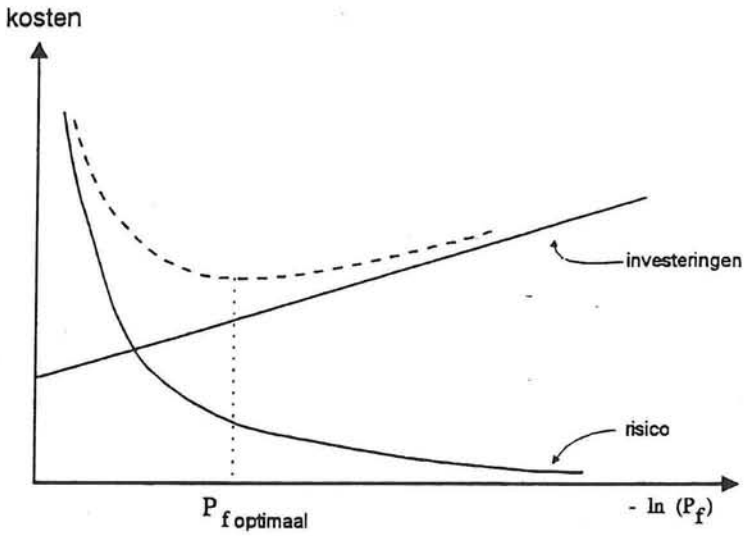
Als voorbeeld kan een dijkring worden beschouwd, die aan één zijde wordt begrenst door de zee en aan één zijde door een rivier, die **niet** uitmondt in de betreffende zee (zie figuur 5.3).
Voor zowel de zeedijk als de rivierdijk is uitgerekend dat de faalkans 10^{-4} bedraagt.
De faalkans voor de zeedijk wordt voornamelijk bepaald door hoge waterstanden en golven ten tijde van stormvloed.
De faalkans voor de rivierdijk wordt daarentegen voornamelijk bepaald door de hoogwaterafvoer van de rivier.

Indien we aannemen dat stormvloed en de hoogwaterafvoer van de rivier twee stochastisch onafhankelijke gebeurtenissen zijn, dan is de kans op inundatie van de dijkring gelijk aan de som van de faalkans van de zeedijk en de faalkans van de rivierdijk. De kans op inundatie is dus 2×10^{-4}.

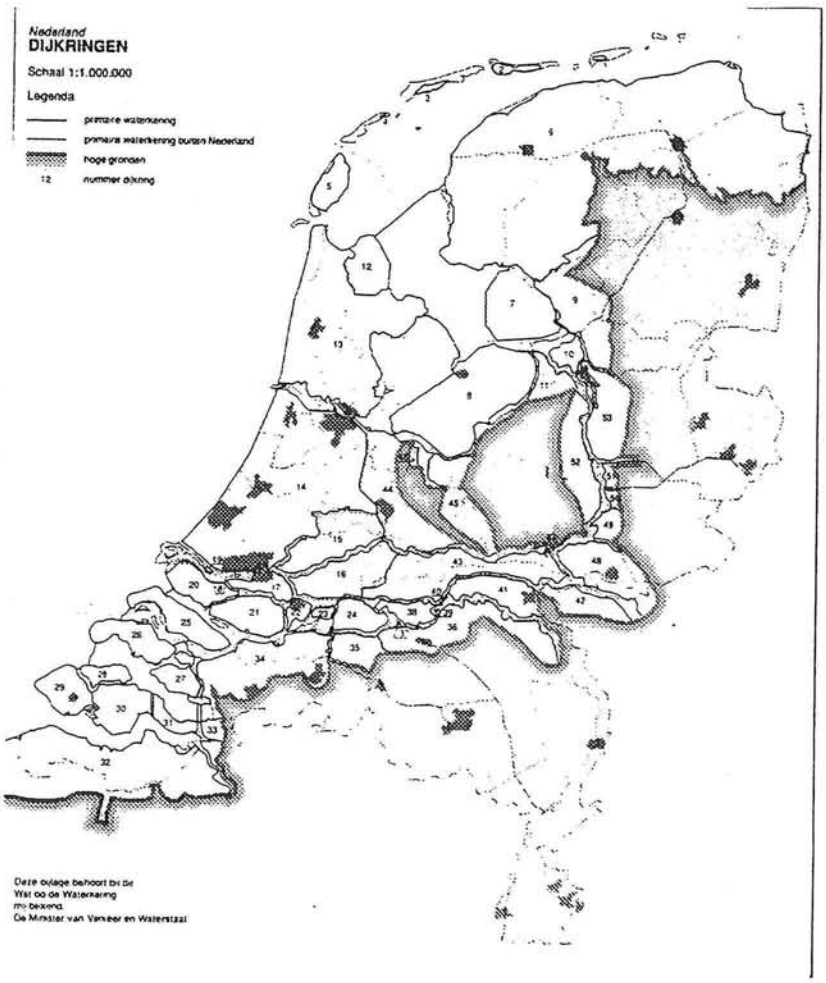
Het zal duidelijk zijn dat in het geval de rivier uitmondt in zee er geen sprake meer is van stochastische onafhankelijkheid van de rivierwaterstanden en de stormvloedstanden.
Voor een dergeiijk geval kan weer een onder- en bovengrens benadering worden gemaakt.

5.2.4 Risico en toelaatbare faalkans

In het voorgaande is globaal aangegeven hoe de berekening van de kans op falen geschiedt. De volgende stap is het toetsen van de faalkans aan een maximaal toelaatbare.
De grootte van de maximaal toelaatbare faalkans wordt in hoge mate bepaald door de gevolgen van inundatie en de kosten van bouw en beheer van waterkeringen met een bepaalde veiligheidsniveau.
Om tot uitspraken te komen omtrent het niveau van een acceptabele faalkans is het begrip risico gedefinieerd, als:



figuur 5,4 Het verloop van de investeringskosten als functie van de faalkans.



De dijkringenkaart.

Risico = faalkans x gevolg van falen.

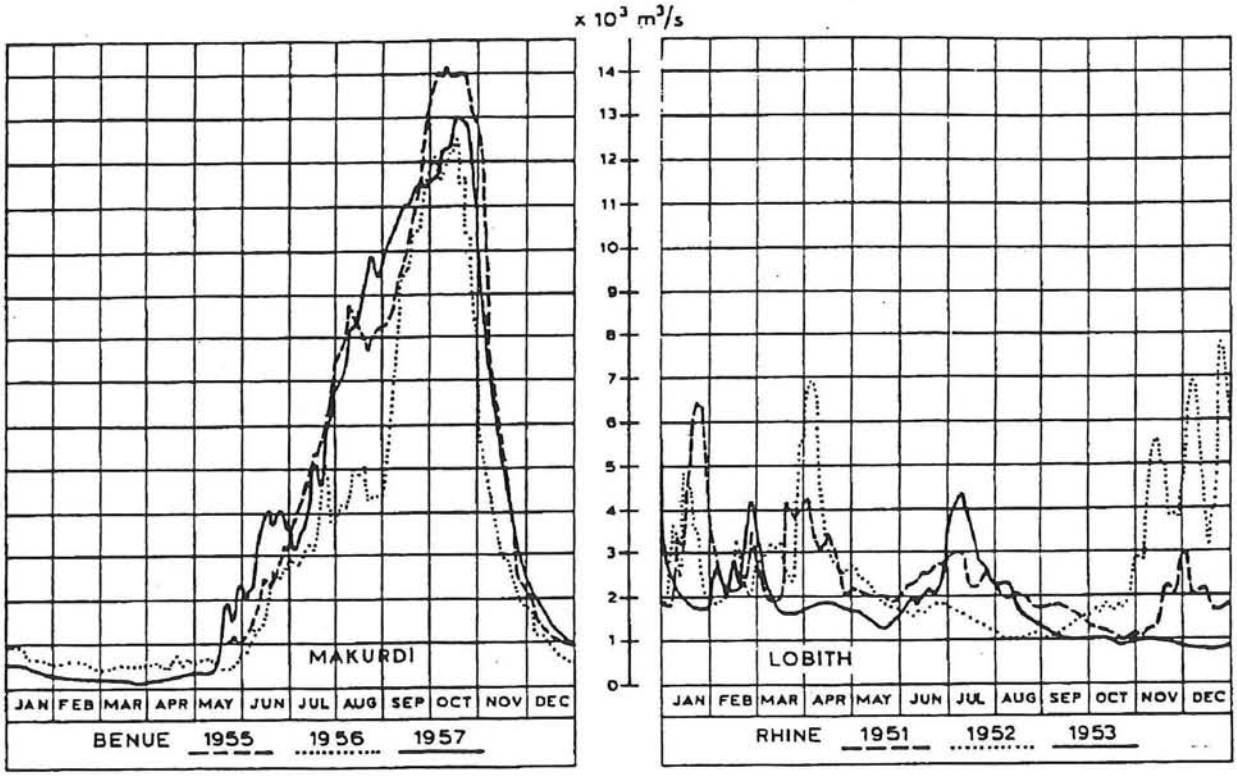
Het gevolg van falen kan zijn:
- schade aan gebouwen en infrastructuur,
- schade aan de gewassen en derving van produkten,
- verlies van mensenlevens, enz.

Bij een economische analyse zal men trachten om al deze gevolgen met verschillende dimensies te kwantificeren in een schade met de dimensie "kapitaal". Op deze wijze is het risico vergelijkbaar met de kosten voor aanleg en beheer. Bij deze analyse is het niet mogelijk om het verlies van mensenlevens in de beschouwing mee te nemen.
In het algemeen zal er een verloop van de investeringskosten en het risico als functie van de faalkans ontstaan zoals geschetst in figuur 5.4.
Voor het verwezenlijken van een kleinere faalkans nemen de benodigde investeringen toe. Het gekapitaliseerde risico wordt kleiner bij afname van de faalkans. De som van de investeringen en het risico als functie van de faalkans heeft doorgaans een minimum. Bij dit minimum hoort een faalkans. Deze faalkans is de economische optimale faalkans (zie figuur 5.4).
Bij een lagere dijk met een grotere faalkans neemt het risico toe en de kosten voor de aanleg en het beheer af. De som van het risico en de investeringen is in figuur 5.4 gepresenteerd als de totale kosten. De totale kosten hebben een minimum bij een bepaalde faalkans. Deze faalkans is de economisch optimale faalkans.

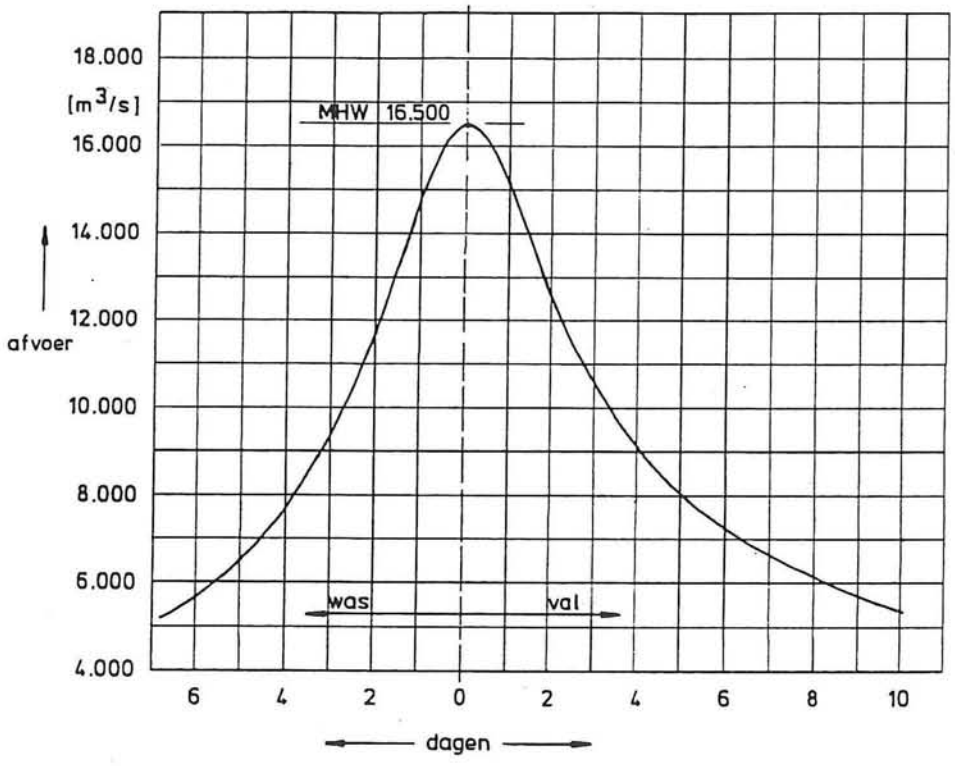
Naast deze economisch optimale faalkans moet rekening worden gehouden met het maatschappelijk geaccepteerde risiconiveau.
Het leven dwingt de mens voortdurend een compromis te zoeken tussen nagestreefde doelen en de daaraan verbonden risico's. Zolang deze afwegingen niet verder reiken dan de persoonlijke sfeer, worden ze in het algemeen snel gemaakt.

De mate van risico die een individu accepteert, hangt onder meer af van zijn leeftijd en zijn persoonlijke instelling, doch ook de volgende factoren spelen een rol:
- de mate, waarin het risico vrijwillig wordt geaccepteerd; persoonlijke vermijdbaarheid van het risico
- de herkenbaarheid van het risico
- het persoonlijk voordeel, verbonden aan het trotseren van het risico
- het maatschappelijk voordeel, verbonden aan het trotseren van het risico
- de maatschappelijke mogelijkheden om het risico te beperken.

Het zal duidelijk zijn dat een analyse met betrekking tot het maatschappelijk geaccepteerde risiconiveau geen eenvoudige zaak is. De analyse richt zich in het algemeen op ongevallenstatistieken met betrekking tot bepaalde activiteiten. Uit deze analyse is gebleken dat het geaccepteerde risico bij vrijwillige activiteiten veel hoger ligt dan bij verplichte (onvrijwillige) activiteiten.
Gezien het complexe karakter van de analyse zal er in dit dictaat verder niet dieper op worden ingegaan.
De genoemde analyses (economisch optimum en maatschappelijk geaccepteerde faalkansen) vormen de grondslag voor de moderne veiligheidsfilosofie, waarbij de maatschappelijk geaccepteerde faalkans als absolute bovengrens wordt beschouwd.



figuur 6,1 Afvoerverloop van de Benue en de Rijn [lit 1].



titel: ontwerp-afvoergolf te Lobith bij MHW-16.500

uit nota 68.3
Studiedienst, dir. Bovenrivieren

figuur 6,2 Ontwerpafvoergolf te Lobith [lit 21a].

6. HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN

6.1 INLEIDING

Het zal inmiddels duidelijk zijn dat water een zeer grote rol speelt bij het ontwerp en functioneren van een waterkering. De primaire functie van een waterkering is immers het keren van water.
Naast de waterstanden moet bij het ontwerp van een waterkering rekening worden gehouden met enkele andere hydraulische randvoorwaarden. In dit hoofdstuk zal nader op deze (natuurlijke) randvoorwaarden worden ingegaan.
Achtereenvolgens komen aan de orde:

- afvoer en waterstanden van een rivier
- waterstanden aan de kust
- windgolven.

6.2 RIVIERAFVOER EN WATERSTANDEN

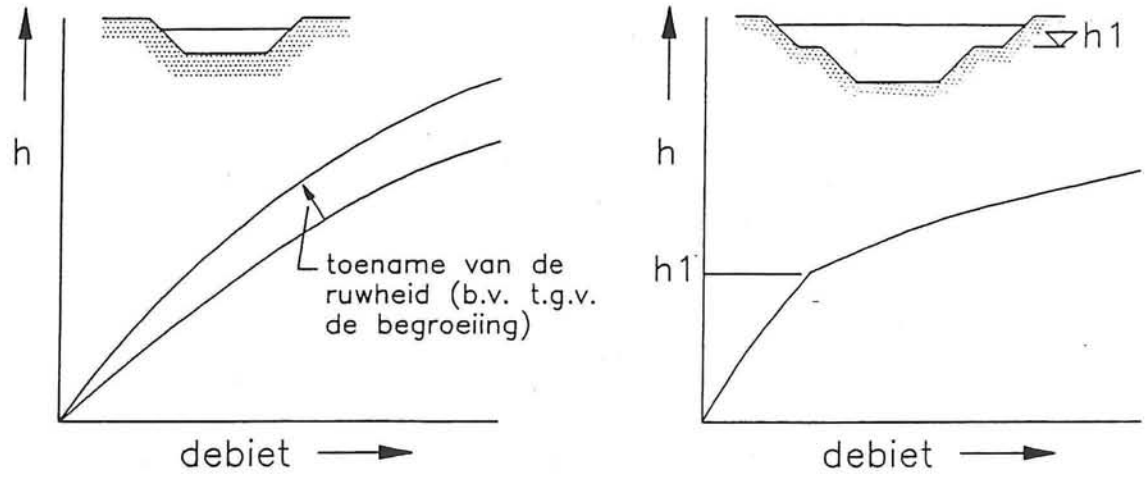
6.2.1 Rivierafvoer

De rivierafvoer is doorgaans niet constant maar varieert in de tijd. De afvoer van een rivier is afhankelijk van de aard en de grootte van het stroomgebied en het klimaat in dit gebied.
In gebieden met een gematigd klimaat komen gedurende het gehele jaar depressies met neerslag voor. Rivieren in deze gebieden hebben derhalve het hele jaar een afvoer. Deze afvoer kan echter wel sterk wisselend in de tijd zijn, er zullen pieken en dalen optreden rondom een gemiddelde afvoer.
De mate van gepiektheid zal afhankelijk zijn van de aard van het stroomgebied. Bij sterk hellende gebieden zal de afstroming van neerslag naar de rivier sneller gaan dan bij vlakke gebieden. Ook de hoeveelheid (ver)hard oppervlak, de berging in het terrein in de vorm van meren, plassen en moerassen, de berging in de grond en de doorlatendheid van de grond beïnvloeden de snelheid van afstroming naar de rivier. Naarmate de afstroming van neerslag sneller geschiedt neemt de grilligheid (pieken en dalen) van de afvoer toe.
Een voorbeeld van een dergelijke rivier is de Maas. De Maas is een "regenrivier" met een gemiddeld hoge afvoer in de herfst en winter en een gemiddeld lage afvoer in de zomer.

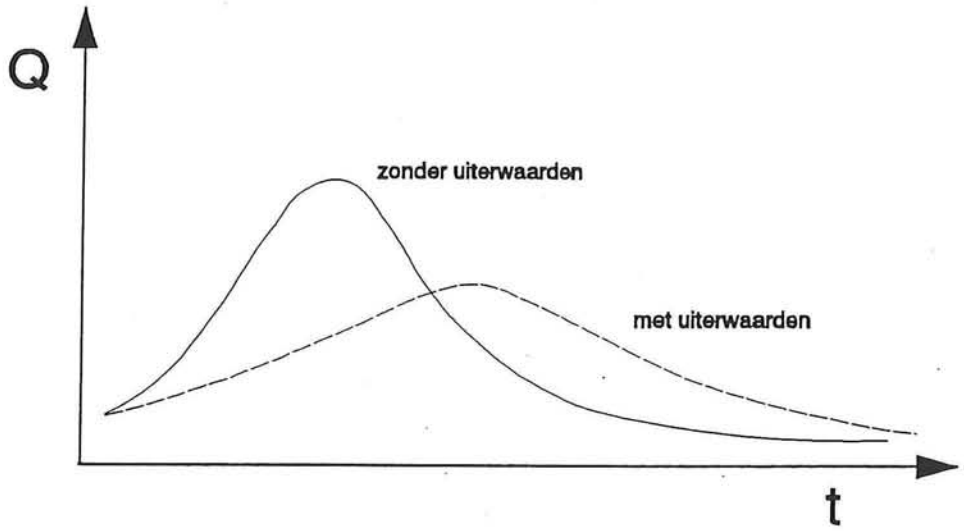
De Rijn is een gemengde rivier. Het stroomgebied van de Rijn begint in een gebied met een landklimaat. In dit gebied wordt neerslag in de vorm van sneeuw vastgehouden in de winter. In het voorjaar en de zomer komt door dooi de neerslag alsnog tot afstroming en zorgt daardoor voor afvoerpieken in het voorjaar en een vrij constante afvoer in de zomer.

In woestijngebieden kunnen korte perioden voorkomen met een zeer grote neerslagintensiteit. De neerslag komt door en over de kale grond zeer snel tot afstroming in droge rivierbeddingen (wadi's).

De afvoer van de wadi's kan daardoor in zeer korte tijd tot grote pieken toenemen en weer tot nul reduceren.



figuur 6,3 Q-h kromme.



figuur 6,4 Afvlakking van de hoogwatergolf als gevolg van berging in het hoogwaterbed.

In de tropen, waar sprake is van jaarlijkse of halfjaarlijkse regenperioden, worden de rivieren gekenmerkt door een grote afvoer in de regentijd en een zeer lage afvoer in de droge tijd.

In figuur 6.1 staan de afvoeren over het jaar gegeven voor de Rijn en de Benue, als voorbeeld van respectievelijk een gemengde rivier en een tropische rivier.
Uit de figuur blijkt dat het niet-stationaire gedrag van de afvoer het karakter heeft van een golf. De periode waarin de afvoer toeneemt tot het maximum (topafvoer) en vervolgens weer afneemt tot de basisafvoer wordt een hoogwatergolf genoemd.

Bij het ontwerp van een waterkering is zowel de grootte van de topafvoer als de val van de waterstand na het passeren van de top van belang. Om een indruk te geven van het verloop van de afvoer tijdens een hoogwatergolf staat in figuur 6.2 de ontwerphoogwater- golf te Lobith gegeven, zoals is geadviseerd door de Commissie Rivierdijken. De Commissie Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterkingen (Commissie Boertien) heeft de effecten van veranderingen in het Duitse deel van de Rijn sinds het advies van de Commissie Rivierdijken in beschouwing genomen.
Op grond hiervan kan de maatgevende afvoer van de Rijn worden gesteld op 15.000 m3/s.

6.2.2 Waterstanden

Volgens Chezy bestaat er een relatie tussen de waterdiepte en de afvoer voor een gegeven profiel en verhang, nl.:

$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

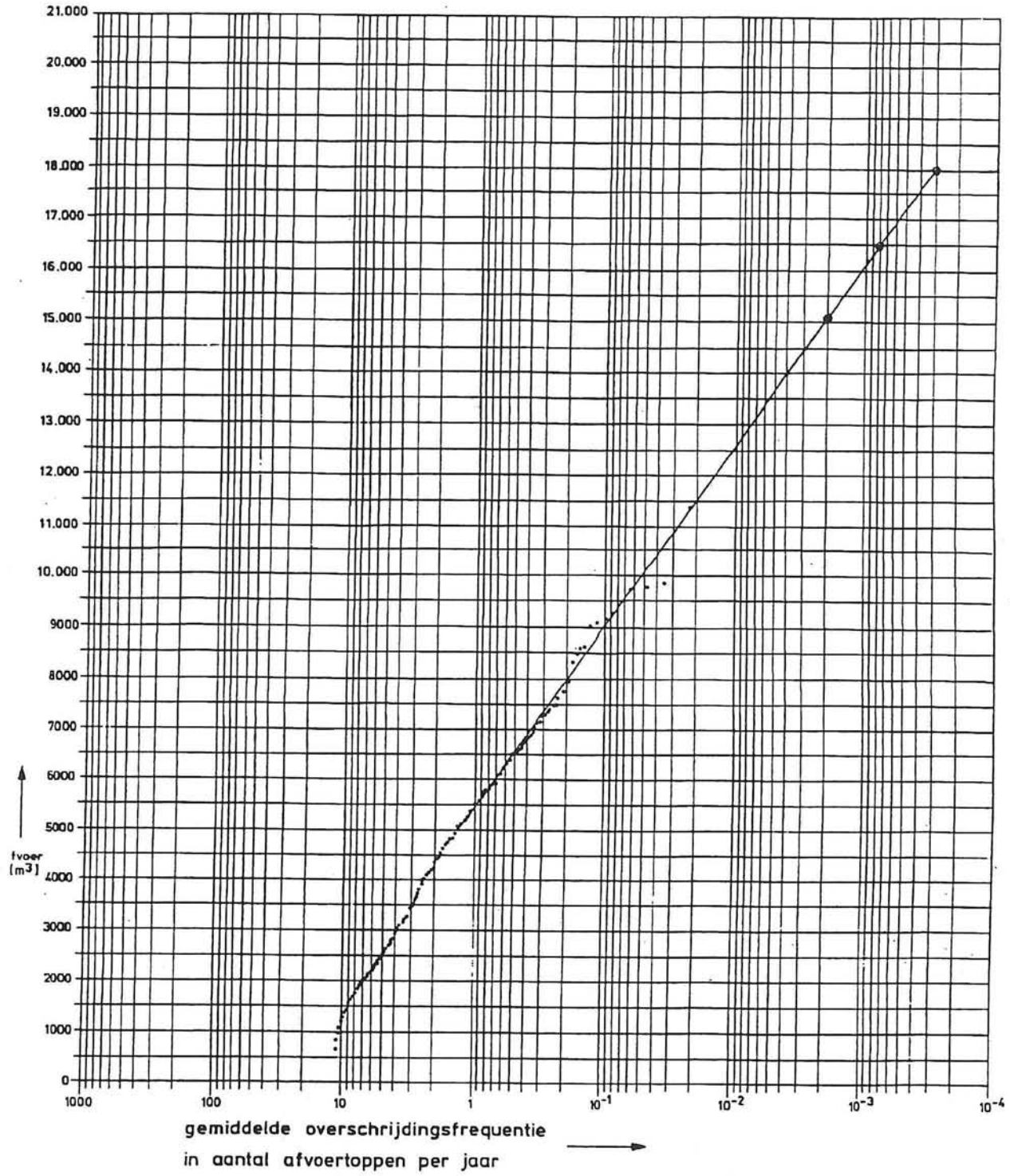
waarin:	A	= het stroomvoerende oppervlak van de rivierdoorsnede	[m^2]
	C	= coëfficiënt = een functie van de waterdiepte en bodemruwheid	[$m^{½}/s$]
	R	= hydraulische straal = functie van de waterdiepte	[m]
	i	= verhang van de energielijn	[-]
	Q	= afvoer.	[m^3/s]

De relatie tussen het debiet en de waterstand wordt doorgaans weergegeven met behulp van een Q–h kromme. In figuur 6.3 staat een dergelijke Q–h kromme geschetst voor een dwarsdoorsnede van een rivier met een zomer- en winterbed bij een eenparige stroming op basis van Chezy.

Door de berging van water in het hoogwaterbed in een riviervak ontstaat er een afvlakking van de hoogwater golf, dus een verlaging van het piekdebiet. De duur van de hoogwater golf wordt echter groter, hetgeen resulteert in een minder snelle val van de waterspiegel (zie figuur 6.4).

6.2.3 Ontwerpwaterstanden

In het voorgaande is beschreven hoe de waterstanden in de rivier kunnen worden afgeleid uit de afvoer.
De grootte van de ontwerpafvoer moet bepaald worden uit waarnemingen van extreme topafvoeren.



figuur 6,5 Overschrijdingslijn van de Rijnafvoeren te Lobith [lit 21a].

Bij de statistische analyse van extreme topafvoeren is meestal de waarnemingsreeks te kort om tot duidelijke uitspraken te komen over de te gebruiken theoretische kansverdeling. In de praktijk wordt het beschikbare waarnemingsmateriaal geordend en vergeleken met enkele theoretische kansverdelingen.

Een veel gebruikte kansverdeling is de Gumbelverdeling.
Door de jaar-maxima van de topafvoeren op waarschijnlijkheidspapier (Gumbelpapier) uit te zetten tegen de relatieve overschrijdingsfrequentie, ontstaat meestal een geordende puntenverzameling die zich goed laat benaderen door een rechte lijn. Deze lijn geeft de overschrijdingsfrequenties van de topafvoeren in een jaar.
Door middel van extrapolatie van de lijn tot een gekozen ontwerpfrequentie (bijv. 1/1250 jaar) kan **theoretisch** een ontwerpafvoer worden bepaald. In figuur 6.5 staat hiervan een voorbeeld gegeven voor de topafvoer bij Lobith, volgens de Commissie Rivierdijken (deze verandert volgens de Commissie Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen).
De vorm van de ontwerphoogwatergolf kan worden bepaald door het extrapoleren van de vorm van een waargenomen hoogwatergolf met een kleinere topafvoer.
Met behulp van een rekenmodel voor de voortplanting van de ontwerp hoogwatergolf door de rivier, kan nu op elke plaats in het model de ontwerpwaterstand worden berekend.

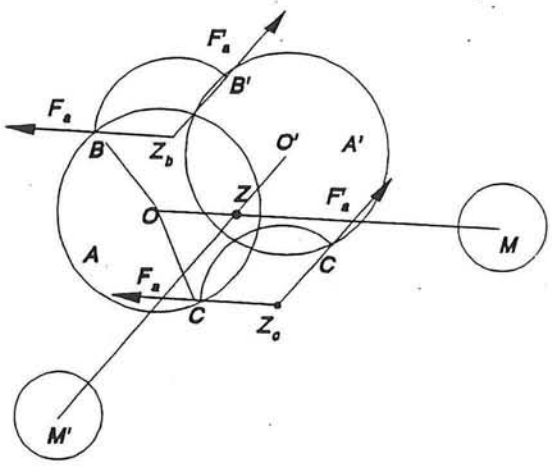
De berekende waterstanden moeten worden beschouwd als verwachtingswaarden of gemiddelde schatting op basis van de gekozen ontwerp afvoer. De werkelijk optredende waterstanden kunnen zowel hoger als lager zijn, als gevolg van onzekerheden in het gehanteerde rekenmodel, in de ingevoerde gegevens - met name voor wat betreft de hydraulische ruwheid van het rivierbed - en in de afvoerverdeling op splitsingspunten in de rivier.
Bij de statistische analyse van de topafvoeren moet men grote voorzichtigheid betrachten met betrekking tot de grootte van de waarnemingsreeks. Het is namelijk niet altijd zo dat de statistische analyse beter wordt naarmate men meer waarnemingen meeneemt in deze analyse. Door veranderingen in de loop van de rivier, de bergingscapaciteit en de aard van het stroomgebied in de loop van de tijd kunnen oude waarnemingen onbruikbaar worden.
Een ander aspect, dat niet uit het oog mag worden verloren, is de vraag of het fysisch mogelijk is dat de ontwerpafvoer op zal treden. Indien er namelijk overstromingen plaatsvinden bovenstrooms van het punt waarvoor de statistische analyse wordt gemaakt, zal de afvoer min of meer begrensd zijn.
De statistische analyse zoals beschreven voor de topafvoeren kan ook worden gemaakt voor waargenomen waterstanden. Een nadeel van deze aanpak is dat er voor elke interessante plaats waarnemingen beschikbaar moeten zijn.

6.3 WATERSTANDEN AAN DE KUST

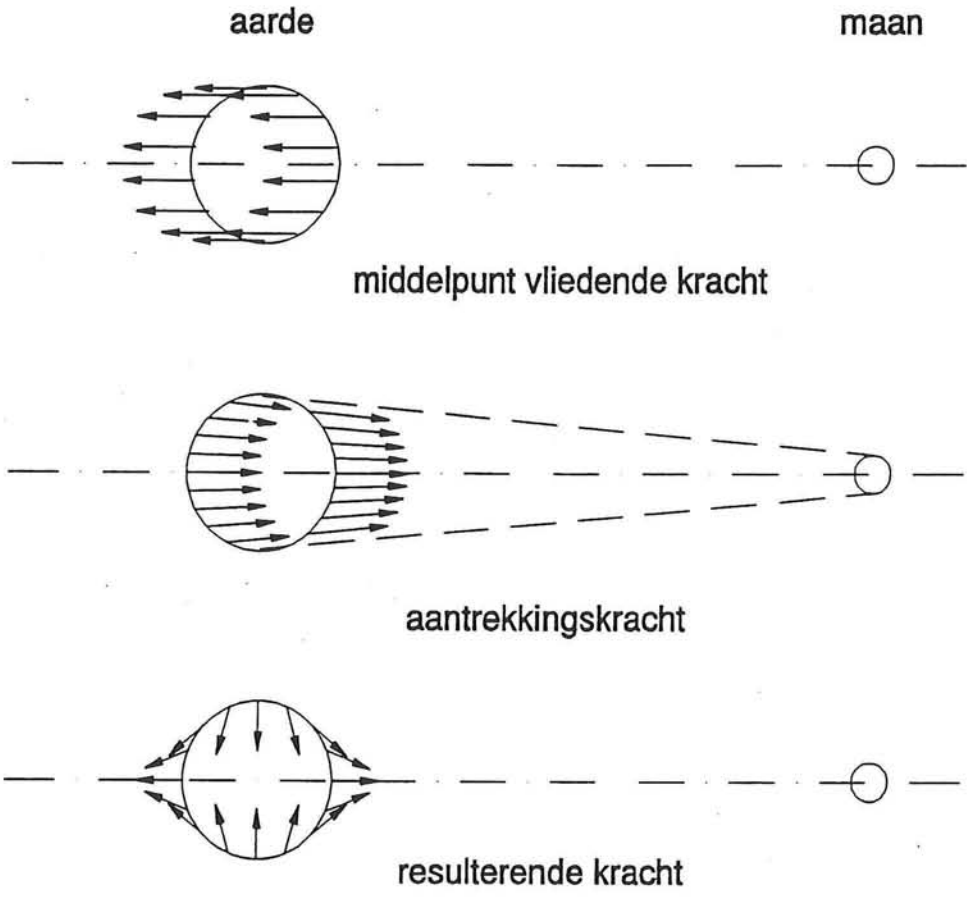
6.3.1 Getij

Eén van de meest kenmerkende eigenschappen van kustwateren is de getijbeweging. Er kan onderscheid worden gemaakt naar de bewegingsrichting van het water, te weten:

- verticaal getij = op en neer gaan van de waterspiegel
- horizontaal getij = getijstromen in zeegaten en zee-armen en langs de kust.



figuur 6,6 Richting en grootte van de middelpuntvliedende kracht.



figuur 6,7 Krachtenschema Aarde-maan (de krachten t.g.v de draaiing van de aarde om haar eigen as zijn buiten beschouwing gebleven).

De getijden op aarde worden veroorzaakt door de aantrekkende werking van de hemellichamen. De invloed van de maan en de zon zijn hierbij de belangrijkste en bij een analyse kunnen de invloeden van de overige hemellichamen achterwege worden gelaten.
De door de maan en de zon opgewekte getijbeweging noemt men het astronomisch getij. Door weersinvloeden kan de werkelijke getijbeweging hier in belangrijke mate van afwijken.
Voor het verkrijgen van inzicht in de getijdebeweging is het noodzakelijk om de krachtswerking op een waterdeeltje op aarde nader te beschouwen.
Bij deze beschouwing zal de draaiing van de aarde om haar as en de gravitatiekracht achterwege worden gelaten.

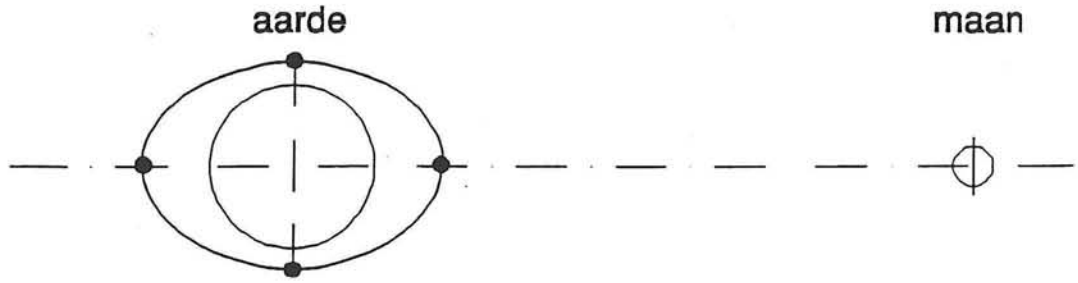
De aarde en de maan vormen een systeem van twee elkaar aantrekkende elementen die draaien om een gemeenschappelijke as. Deze as ligt in het zwaartepunt van het systeem en ligt binnen de aarde.

In figuur 6.6 staat dit systeem getekend op twee verschillende tijdstippen. Tussen deze tijdstippen heeft er een hoekverdraaiing van het systeem plaats gevonden om de gemeenschappelijke as. Ieder punt op aarde (bijv. B en C) beschrijft een baan om een eigen middenpunt met een gelijke straal.
De centrifugaalkracht op een deeltje (Fa) is hierdoor voor iedere plaats op aarde even groot en evenwijdig gericht aan de verbindingslijn aarde-maan (zie ook figuur 6.7).
Een deeltje op de aarde is ook nog onderhevig aan de aantrekkingskracht van de maan. Deze kracht is gericht op het centrum van de maan en is omgekeerd evenredig met het kwadraat van de afstand van het deeltje tot het zwaartepunt van de maan (zie figuur 6.7).

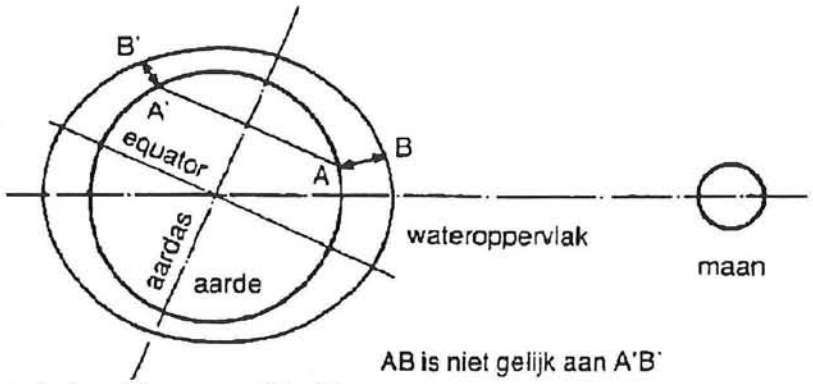
In figuur 6.7 is de resultante bepaald van de twee hiervoor beschreven krachten. Deze resultante kan worden ontbonden in een horizontale component die raakt aan het aardoppervlak en een verticale component met dezelfde richting als de zwaartekracht.

Indien de aarde alleen met water bedekt zou zijn, dan zou de watermassa de vorm van een elipsoïde aannemen, zoals getekend in figuur 6.8. Deze fictieve toestand staat bekend als het evenwichtsgetij ten gevolge van de maan.
Omdat de aarde als het ware onder de watermassa door draait, ontstaan er volgens het evenwichtsgetij op een willekeurige plaats op aarde per dag 2 hoogwaters en twee laagwaters op. Dit getij staat bekend als het M2-getij.
Doordat de gemeenschappelijke as van het aarde-maan systeem niet evenwijdig is aan de draaiingsas van de aarde treedt er een ongelijkheid op tussen twee opeenvolgende hoogwaters respectievelijk laagwaters. Dit komt tot uiting in figuur 6.9 voor het punt B (B1) waar het hoogwater gegeven is door h1 respectievelijk h2.

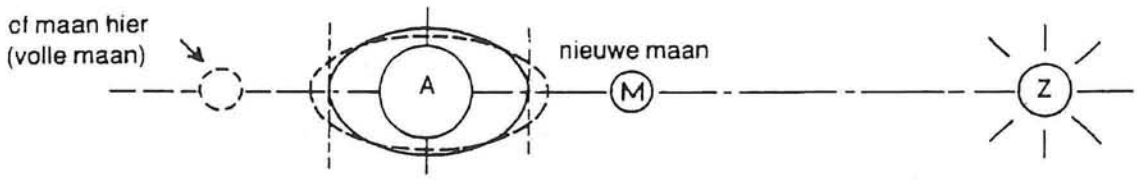
Op gelijke wijze kan het evenwichtsgetij ten gevolge van het systeem aarde-zon worden bekeken. De invloed van de zon beperkt zich echter tot het versterken of verzwakken van het maangetij.
Indien de krachten van de zon en de maan elkaar versterken is er sprake van springtij en indien zij elkaar tegenwerken is er sprake van doodtij.
Springtij treedt op bij nieuwe en volle maan en doodtij vindt plaats bij het eerste en laatste kwartier (zie figuur 6.10 en figuur 6.11).



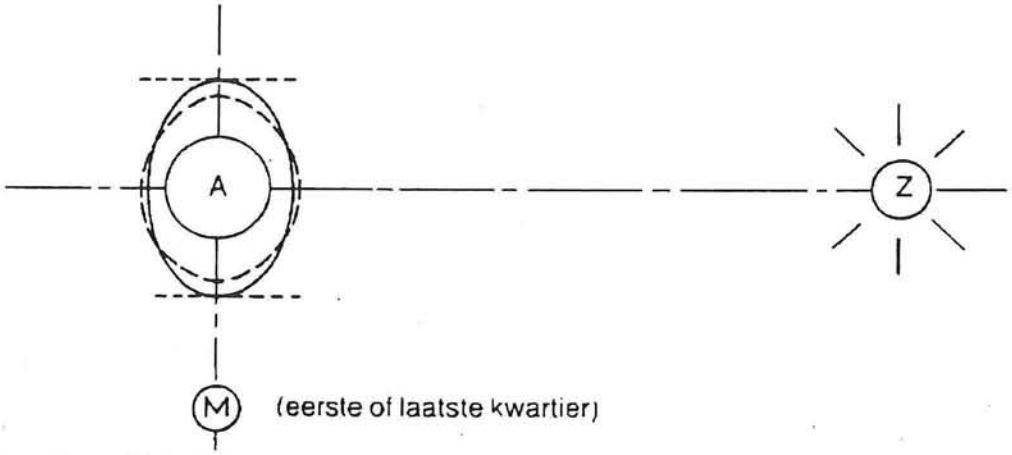
figuur 6,8 Evenwichtsgetij t.g.v de maan.



figuur 6,9 Oorzaak dagelijkse ongelijkheid.



figuur 6,10 Springtij [lit 26].



figuur 6,11 Doodtij [lit 26].

Het astronomisch getij vertoont in werkelijkheid weinig overeenkomst met het theoretische evenwichtsgetij. Dit komt o.a. door de aanwezigheid van de continenten, waardoor getijdestromen worden afgebogen en het coriolis-effect, waardoor een stroming op het noordelijk halfrond afbuigt naar rechts en een op het zuidelijk halfrond afbuigt naar links.
De enige plaats op aarde waar het astronomisch getij kan worden benaderd met het theoretische evenwichtsgetij is de zuidelijke oceaan. Zuidelijk van de 40° zuiderbreedte loopt namelijk een ononderbroken watergordel rondom de aarde, vrij van grote obstakels. Er is alleen sprake van een relatief nauwe doorgang tussen Zuid-Amerika en het zuidpoolgebied. Van de primaire getijgolf die zich hier kan ontwikkelen, planten hiervan afgeleide golven zich voort in de Grote-, de Atlantische en de Indische oceaan. De werkelijke getijhoogten en tijdstippen van hoog- en laagwater zijn niet met behulp van een theoretisch model te voorspellen. In de praktijk wordt het getij afgeleid uit gegevens van meet-stations met behulp van "Harmonische analyse" of "Fourier analyse". Deze technieken zullen hier niet worden behandeld.

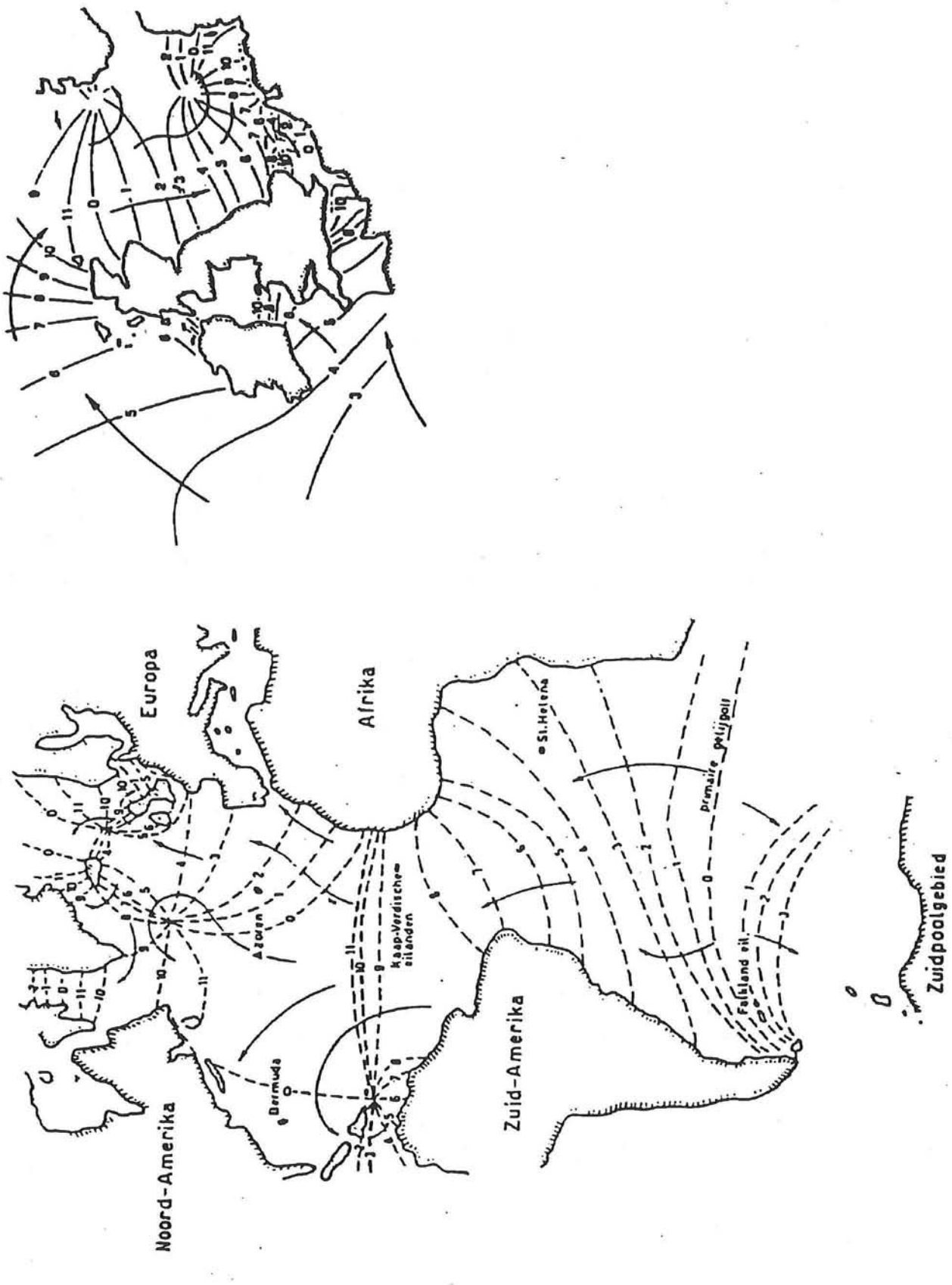
De met deze methoden berekende waarden worden elk jaar door de Dienst Getijdewateren van Rijkswaterstaat gepubliceerd in het boekje "Getijtafels voor Nederland". Hierin staat voor een aantal station wanneer hoog- en laagwater optreedt en de daarbij horende waterstanden.
In figuur 6.12 staat de voortplanting van het getij over de Atlantische oceaan en Noordzee weergegeven. De pijltjes geven de voortplantingsrichting van de primaire getijgolf aan. De streeplijnen zijn lijnen van gelijktijdig hoogwater, de getallen geven het aantal uren na het ontstaan van de primaire getijgolf. Figuur 6.13 geeft het hoog- en laagwater langs de Nederlandse kust.

Langs de Nederlandse kust is de stroming bij opkomend water noordwaarts en bij afgaand water zuidwaarts. De watersnelheid is dus niet constant en de stroming heeft een grillig karakter. Op zeer veel plaatsen langs de Nederlandse kust zijn metingen verricht van de stroomsnelheid. Met deze gegevens zijn stroomatlassen gemaakt, die worden uitgegeven door de Dienst der Hydrografie van Rijkswaterstaat.
In een stroomatlas staan kaarten van de waterbeweging met daarin aangegeven de richting en de grootte van de stroomsnelheid tijdens springtij en doodtij.

De periode tussen laag- en hoogwater (opkomend water) wordt vloed genoemd en de periode tussen hoog- en laagwater (afgaand water) wordt eb genoemd. Het tijdstip waarop eb overgaat in vloed wordt de laagwaterkentering genoemd en het tijdstip waarop vloed overgaat in eb is de hoogwaterkentering. Ten tijde van de kentering is er geen getijdestroming.

6.3.2 Opwaaiing

Op ondiepe zeeën, delta's, afgesloten zeearmen en meren kunnen windvelden de waterstanden aanzienlijk beïnvloeden door opstuwen (windopzet, opwaaiing).
Indien de duur van de wind voldoende is kan er zich een evenwichtstoestand instellen. Een model ter benadering van de opwaaiing staat weergegeven in figuur 6.14. In feite gaat het hier om een krachtenevenwicht.



figuur 6,12 Voortplanting van het getij over de Atlantische oceaan en over de Noordzee [lit 2].

De schuifspanning in het scheidingsvlak van lucht en water, ten gevolge van een luchtstroming (wind) boven dit vlak, is:

$$\tau_w = \rho_l \cdot V_w^2 \; C_1$$

waarin:	τ_w	= de schuifspanning in het scheidingsvlak lucht/water ten gevolge van de wind	[N/m2]
	ρ_l	= dichtheid van lucht	[kg/m3]
	V_w	= windsnelheid	[m/s]
	C_l	= constante	[-]

Bij de beschouwing van een mootje water met een breedte van 1 m en een lengte Δl kan de kracht van de wind op het water worden geschreven als:

$$P_w = \rho_l \cdot V_w^2 \cdot C_1 \cdot \Delta l$$

De resulterende hydrostatische kracht per eenheid van breedte is:

$$P_v = -\tfrac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot g \cdot d^2 + \tfrac{1}{2}\rho_w \cdot g \cdot (d + \Delta d)^2 \approx \rho_w \cdot g \cdot d \, \Delta d$$

waarin:	ρ_w	= dichtheid van water	[kg/m^3]
	g	= versnelling van de zwaartekracht	[m/s^2]
	d	= waterdiepte	[m]
	Δd	= toename waterdiepte	[m]

(zie figuur 6.14)

Voor het evenwicht in een situatie, waarbij geen bodemwrijving aanwezig is, geldt:

$$\rho_w \cdot g \cdot d \cdot \Delta d = \rho_l \cdot V_w^2 \cdot C_1 \cdot \Delta l$$

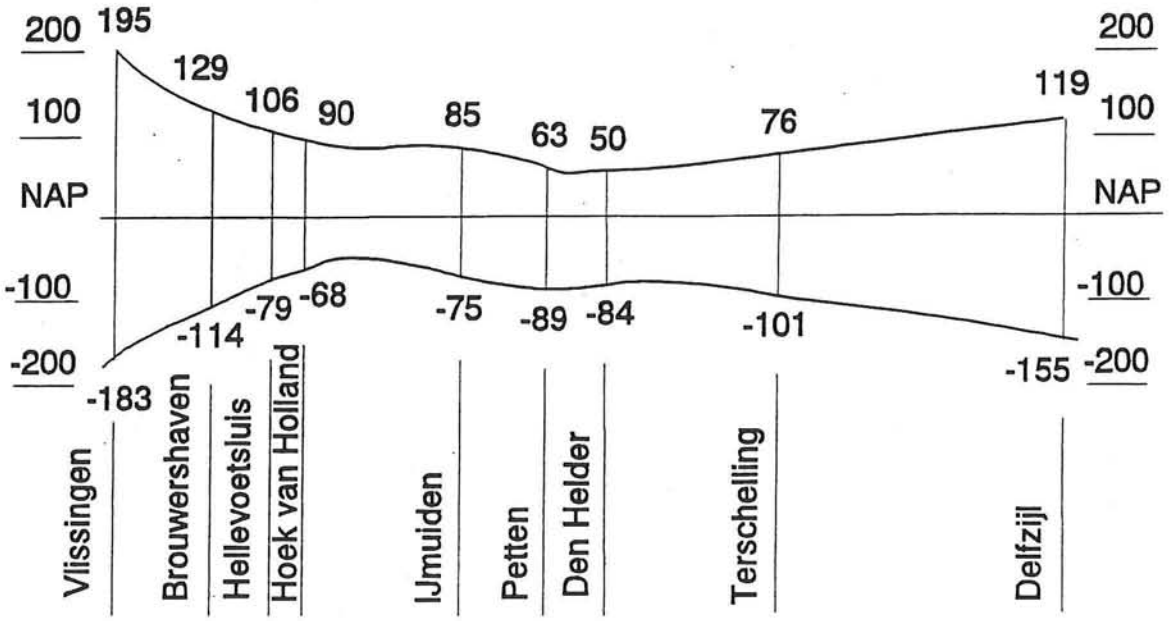
$$i = \frac{\Delta d}{\Delta l} = \frac{\rho_l}{\rho_w} \cdot \frac{V_w^2}{gd} \cdot C_1 = C_2 \cdot \frac{V_w^2}{gd}$$

waarin: i = het verhang van de waterspiegel ten gevolge van opwaaiing.

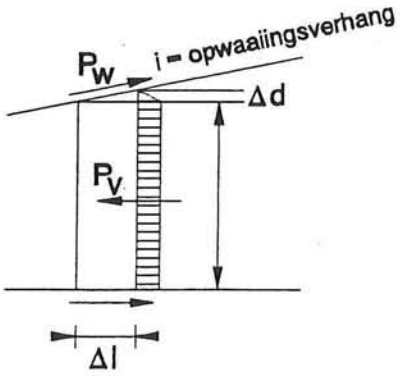
De totale windopzet in de evenwichtstoestand is bij benadering gelijk aan:

$$S = C_2 \cdot \frac{V_w^2}{gd} \cdot F$$

waarin:	F	= strijklengte	[m]
	S	= windopzet	[m]
	C_2	= constante	
		(grote oppervlakken $C_2 \approx 0{,}4 \bullet 10^{-6}$ s^2/m)	
		(kanalen $C_2 \approx 0{,}2 \bullet 10^{-6}$ s^2/m)	



figuur 6,13 Het verloop van het gemiddeld getij langs de Nederlandse kust [lit 27].



figuur 6,14 Opwaaiingsverhang [lit 2].

Aan de formule is te zien dat de windopzet toeneemt bij toename van de windsnelheid, toename van de strijklengte en afname van de diepte.
Opwaaiing speelt daarom vooral een rol in het benedenrivierengebied en bij meren en ondiepe zeeën. In kustgebieden van diepe zeeën komt opwaaiing vrijwel niet voor. In de Noordzee, de Waddenzee en het IJsselmeer kan de opwaaiing oplopen tot enkele meters. In 1953 bedroeg de opwaaiing in Vlissingen 3,05 m.
In de Noordzee speelt de aanwezigheid van het Kanaal een belangrijke rol. Het water dat bij Noordwesten wind het Noordzeebekken wordt ingestuwd kan aan de zuidzijde niet in voldoende mate afstromen.
Indien er sprake is van een afgesloten bekken of een meer, dan kan de totale waterhoeveelheid niet veranderen. Dit betekent dat, indien het verhang constant mag worden verondersteld, de waterspiegel bij benadering zal gaan kantelen om de zwaartelijn van het bekkenoppervlak loodrecht op de windrichting. Aan de van de wind af gelegen zijde zal sprake zijn van afwaaiing (zie figuur 6.15).

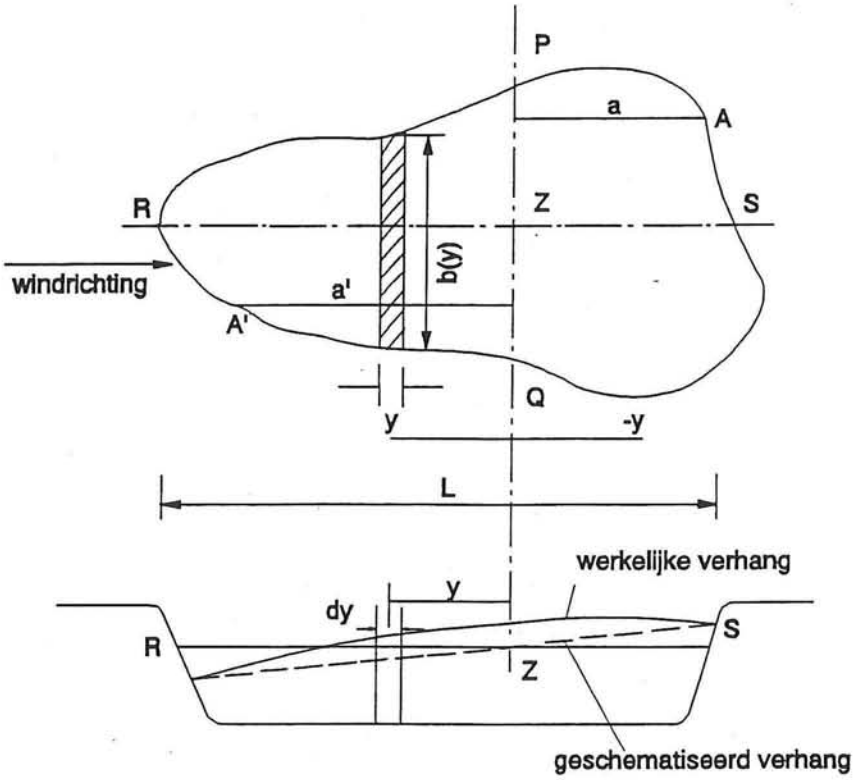
6.3.3 Ontwerpwaterstand

In 6.3.1 is vermeld dat het mogelijk is om het tijdstip en de hoogte van springvloed te bepalen. Met het model uit 6.3.2 zou de opwaaiing voor de kust kunnen worden berekend bij een gegeven windsnelheid. Uit waarnemingen van windgegevens zou dan de kans kunnen worden berekend dat een bepaalde combinatie van springvloed en opwaaiing op zal treden.

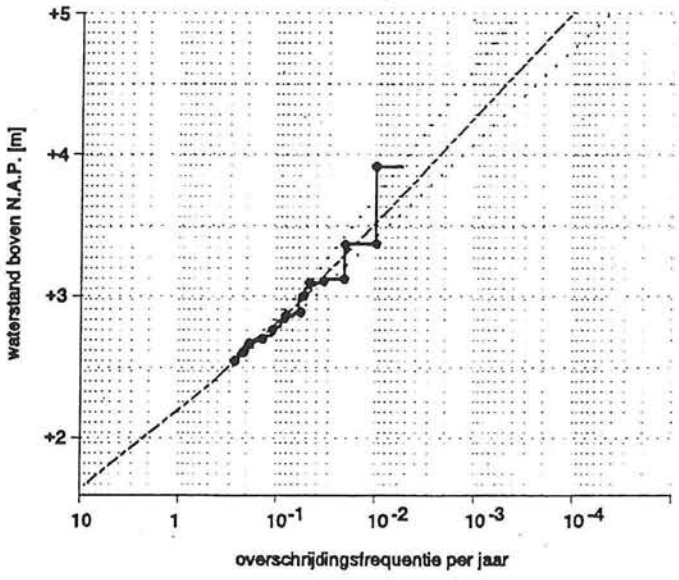
Omdat het model voor berekening van de opwaaiing nogal wat onzekerheden bevat, wordt in de praktijk een andere aanpak gevolgd.
In 1939 is Ir. P.J. Wemelsfelder op het idee gekomen om de hoogwaterstanden als stochastisch verschijnsel te beschouwen.
Met behulp van zo veel mogelijk waargenomen stormvloedstanden wordt een frequentieverdeling gemaakt. De waargenomen stormvloedstanden worden naar hoogte gerangschikt en er wordt nagegaan hoeveel malen in een waarnemingsperiode een bepaalde waterstand is bereikt of overschreden.
Een veel toegepaste frequentieverdeling is de exponentiële verdeling. Op half logaritmisch papier geeft deze verdeling een rechte lijn. Door de op dit papier geplotte stormvloedstanden kan een lijn worden getrokken die de frequentie geeft waarmee een bepaalde hoogwaterstand per jaar wordt bereikt of overschreden. Door extrapolatie kan nu bij een vooraf gekozen kleine frequentie de ontwerpwaterstand worden afgelezen (zie figuur 6.16).

6.3.4 Bui-oscillaties en buistoten

Bui-oscillaties zijn onregelmatige schommelingen van de zeespiegel, veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer bij storm. Hun periode varieert van enige minuten tot meer dan een uur; hun amplitude reikt vaak tot 0,20 à 0,30 m. Buistoten zijn eenmalige extra opslingeringen van de zeespiegel bij storm. Hun duur kan variëren van enkele minuten tot een uur. De grootte loopt aan de open kust meermalen op tot 0,50 m.
Zij worden evenmin als de bui-oscillaties verwerkt in het ontwerppeil.
Aangezien buistoten van korte duur zijn en niet altijd samenvallen met een hoogwater, kan volstaan worden met het in rekening brengen van een gereduceerde waarde van de buistoot.



figuur 6,15 Opwaaiing op een gesloten bekken.



figuur 6,16 Bepalen van de ontwerpwaterstand bij een gekozen overschrijdingsfrequentie [I.

Het buistoot-effect wordt geacht het effect van bui-oscillaties te domineren; daarom neemt men aan dat het laatste effect in de bijdrage van de buistoot verdisconteerd is. Overigens kunnen bui-oscillaties aanleiding geven tot opslingering in aan één zijde open bekkens (seiches).

6.3.5 Relatieve zeespiegelrijzing

De relatieve zeespiegelrijzing heeft verschillende oorzaken, te weten:

1. Daling van het bodemniveau door geologische processen en gas- en oliewinning
2. Toename van de gemiddelde temperatuur, met als gevolg:
   - smelten van de poolkappen
   - thermische expansie van het oceaanwater

Onderzoek heeft aangetoond dat de thermische expansie van het oceaanwater de belangrijkste oorzaak is van de relatieve zeespiegelrijzing.

De stijging van de gemiddelde temperatuur op aarde (en dus van het zeewater) is afhankelijk van zeer veel factoren. Het is onmogelijk om al deze factoren exact te bepalen. Derhalve biedt alleen een probabilistische benadering van het probleem de mogelijkheid om een schatting te geven van de relatieve zeespiegelrijzing.

Hoewel de relatieve zeespiegelrijzing nog steeds een onderwerp van onderzoek is, moet bij het ontwerp van een waterkering rekening worden gehouden met een relatieve zeespiegelrijzing van 20 cm/eeuw.
Recent onderzoek heeft aangetoond dat deze schatting aan de lage kant is.
(Nota kustverdediging van 1990 - TR6 - Zeespiegelrijzing.)

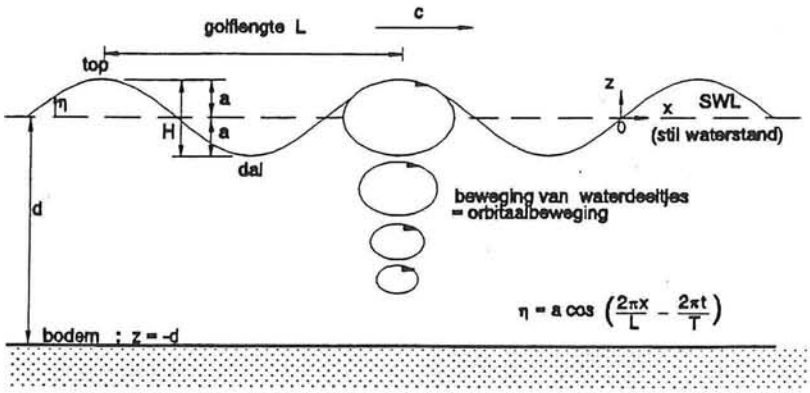
6.4 WINDGOLVEN

6.4.1 Inleiding

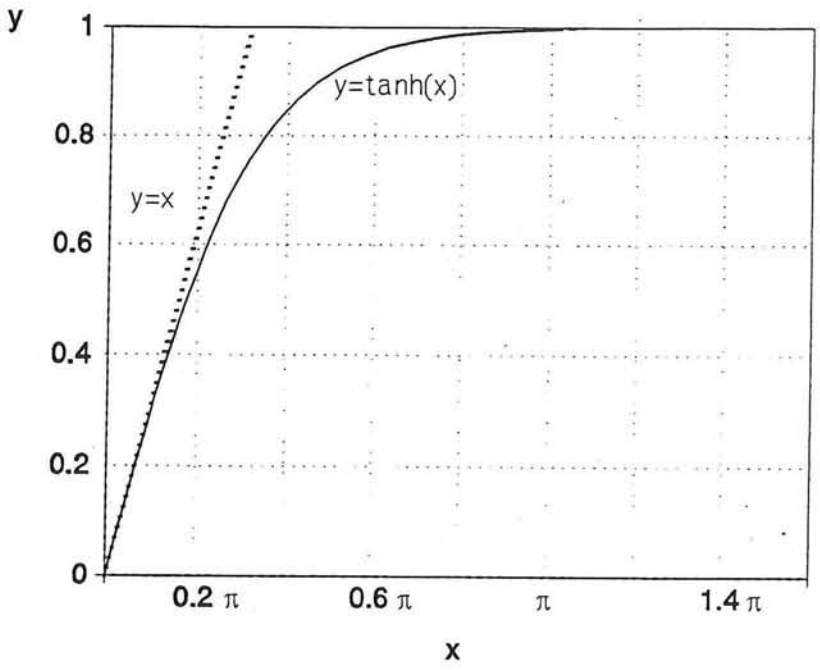
In 6.3.2 is reeds het effect van opwaaiing aan de orde geweest.
Dit verschijnsel ontstaat door de wrijving in het scheidingsvlak water-lucht.
Door het turbulente karakter van wind (drukfluctuaties en windsnelheidsfluctuaties) ontstaan rimpels in het wateroppervlak. Deze rimpels versterken de turbulentie van de luchtstroom boven het wateroppervlak, waardoor de rimpels groeien.
De windgolven binnen een windveld staan bekend als zeegang. Buiten het windveld, dus daar waar er geen sprake meer is van golfgroei, spreken we van deining.
In dit hoofdstuk zal in het kort een aantal eigenschappen van windgolven worden beschreven, die essentieel zijn voor het begrip van het fenomeen windgolven en het ontwerp van een kering.

6.4.2 Grondbegrippen

De begrippen die een rol spelen bij golven kunnen het beste worden gedefinieerd met behulp van een afbeelding van een enkelvoudige golf.
In figuur 6.17 is een sinusvormige schematisatie van de verticale doorsnede van het wateroppervlak gegeven die loodrecht staat op de richting van de golfkammen, dus in de voortplantingsrichting van de golven. Onder een kam wordt de lijn door de hoogste punten van een golfrug verstaan. Deze schematisatie wordt gebruikt in de lineaire golftheorie. In werkelijkheid hebben de windgolven meer de vorm van een trochoïde



figuur 6,17 Enkelvoudige golf (begrippen) [lit 1].



figuur 6,18 Tanh(x)

met lange dalen en korte toppen. De vorm van de golven is sterk afhankelijk van de steilheid (H/L).
Bij $H/L \leq 1/40$ is de vorm te vergelijken met een sinus. Bij grotere waarden voor H/L zal de vorm van de golf meer overeenkomen met een trochoïde.

Met behulp van figuur 6.17 kunnen de volgende begrippen worden gedefinieerd.

- De golflengte (L) is de horizontale afstand tussen twee opeenvolgende golftoppen (of dalen)
- De periode (T) is de tijd die op een bepaald vast punt verloopt tussen het passeren van twee opeenvolgende golfkammen
- De frequentie (f) is gedefinieerd als de reciproke van de periode ($= 1/T$)
- De voortplantingssnelheid (c) - ook wel golfsnelheid of fasesnelheid genoemd - is de snelheid waarmee de golfkam zich verplaatst
- De golfhoogte (H) is het hoogteverschil tussen de hoogste en de laagste punten van het golfprofiel
- De steilheid is de verhouding van golfhoogte tot golflengte (H/L).

De voortplantingssnelheid, de golflengte en de periode staan met elkaar in relatie volgens:

$$c = \frac{L}{T}$$

waarin: c	=	voortplantingssnelheid	[m/s]
L	=	golflengte	[m]
T	=	golfperiode	[s]

Uit zowel waarnemingen als theoretische afleidingen blijkt dat er een verband bestaat tussen de voortplantingssnelheid, de golflengte en de waterdiepte, te weten:

$$c = \sqrt{\frac{g}{2\pi} \cdot L \cdot \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$$

waarin: d	=	waterdiepte	[m]

Deze formule is voor een aantal gevallen nog te vereenvoudigen, omdat:

$$\frac{2\pi d}{L} \geq \pi \quad \rightarrow \quad \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \approx 1$$

$$\frac{2\pi d}{L} \leq \frac{1}{4} \quad \rightarrow \quad \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \approx \frac{2\pi d}{L}$$

(Zie figuur 6.18)

De resultaten van de vereenvoudiging staan in tabel 6.1

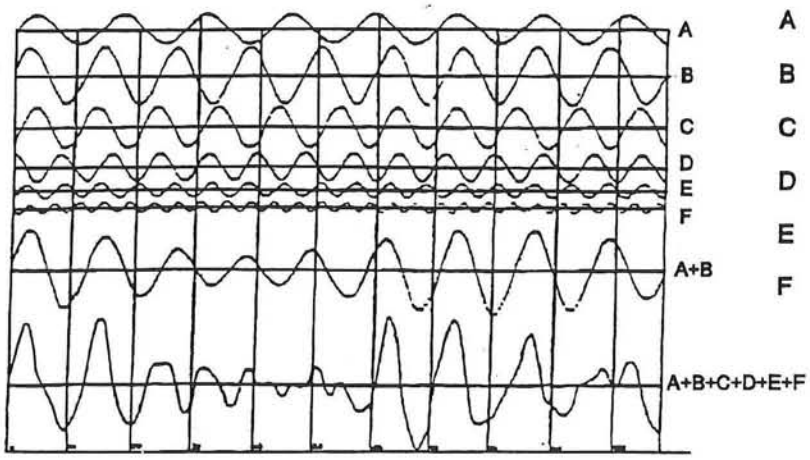
Tabel 6.1

	d/L	$\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	c
diep water	> 1/2	≈ 1	$\sqrt{\frac{gL}{2\pi}} = \frac{gT}{2\pi} \approx 1{,}56 \cdot T$ $(L = \frac{g}{2\pi} T^2)$ *1
overgangsgebied			$\sqrt{\frac{gL}{2\pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$
ondiep water	< 1/25	$\approx \frac{2\pi d}{L}$	$\sqrt{gd}$ *2

*1 = onafhankelijk van d
*2 = onafhankelijk van L

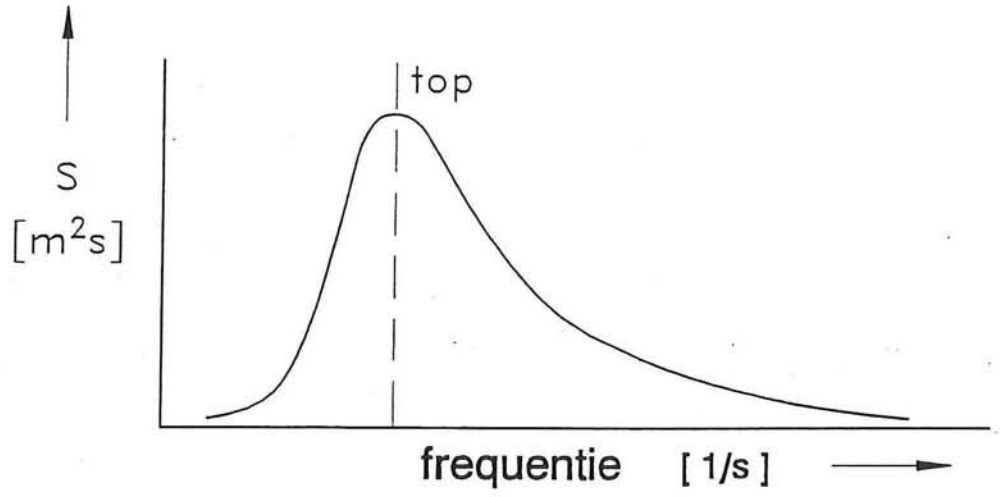
Uit tabel 6.1 blijkt dat op diep water de voortplantingssnelheid onafhankelijk is van de waterdiepte en dat voor ondiep water de voortplantingssnelheid afneemt bij afname van de waterdiepte.

Een windgolf transporteert geen water in de voortplantingsrichting. Bij observatie van een drijvend voorwerp op het wateroppervlak, blijkt dat dit voorwerp zich op de toppen in de voortplantingsrichting verplaatst en in de dalen juist in tegenovergestelde richting. Binnen zekere grenzen blijft het voorwerp in hetzelfde gebied drijven.
De beweging van het drijvende voorwerp is min of meer gelijk aan de beweging van de waterdeeltjes aan het oppervlak. De voor- en achterwaartse beweging is het sterkst aan de oppervlakte. Alle waterdeeltjes beschrijven een min of meer cirkelvormige baan. De beweging van de waterdeeltjes neemt af naarmate ze dieper onder het oppervlak zitten. Op een diepte van circa $z = \frac{1}{2}.L$ onder het oppervlak is er geen invloed van de golfbeweging meer merkbaar.



golf-component	periode T [s]	radiaal freq. ω [s^{-1}]	amplitude [m]
A	14	0,45	1
B	12	0,52	2
C	10	0,63	1,5
D	8	0,79	1
E	6	1,05	0,5
F	4	1,57	0,4

figuur 6,19 Superpositie van zes monotone golfreeksen.



figuur 6,20 Energiespectrum.

De cirkelvormige beweging van de waterdeeltjes staat bekend als de orbitaalbeweging. De maximale horizontale component van de orbitale snelheid van een waterdeeltjes wordt gegeven door:

$$U = \frac{\pi \cdot H}{T \sinh \frac{2 \cdot \pi \cdot z}{L}}$$

waarin:	H	= golfhoogte	[m]
	T	= golfperiode	[s]
	z	= diepte onder de gemiddelde spiegel	[m]
	L	= golflengte	[m]

Uit de formule blijkt dat de watersnelheid het grootste is bij $z=o$

6.4.3 Golfenergie

Een golf bezit kinetische en potentiële energie. De potentiële energie zit in de uitwijking van het wateroppervlak en de kinetische energie in de orbitaalbeweging. Voor een golf blijkt dat de kinetische en potentiële energie even groot zijn. Zonder bewijs wordt hier voor een sinusvormige golf gegeven:

$$E_{kin} = E_{pot} = 1/16\,\rho \cdot g \cdot H^2 \cdot L \quad (per\ m'\ golfkam) \qquad [Nm/m']$$

De totale mechanische energie in één golf is dus:

$$E_{kin} + E_{pot} = 1/8\,\rho \cdot g \cdot H^2 \cdot L \ (per\ m'\ golfkam) \qquad [Nm/m']$$

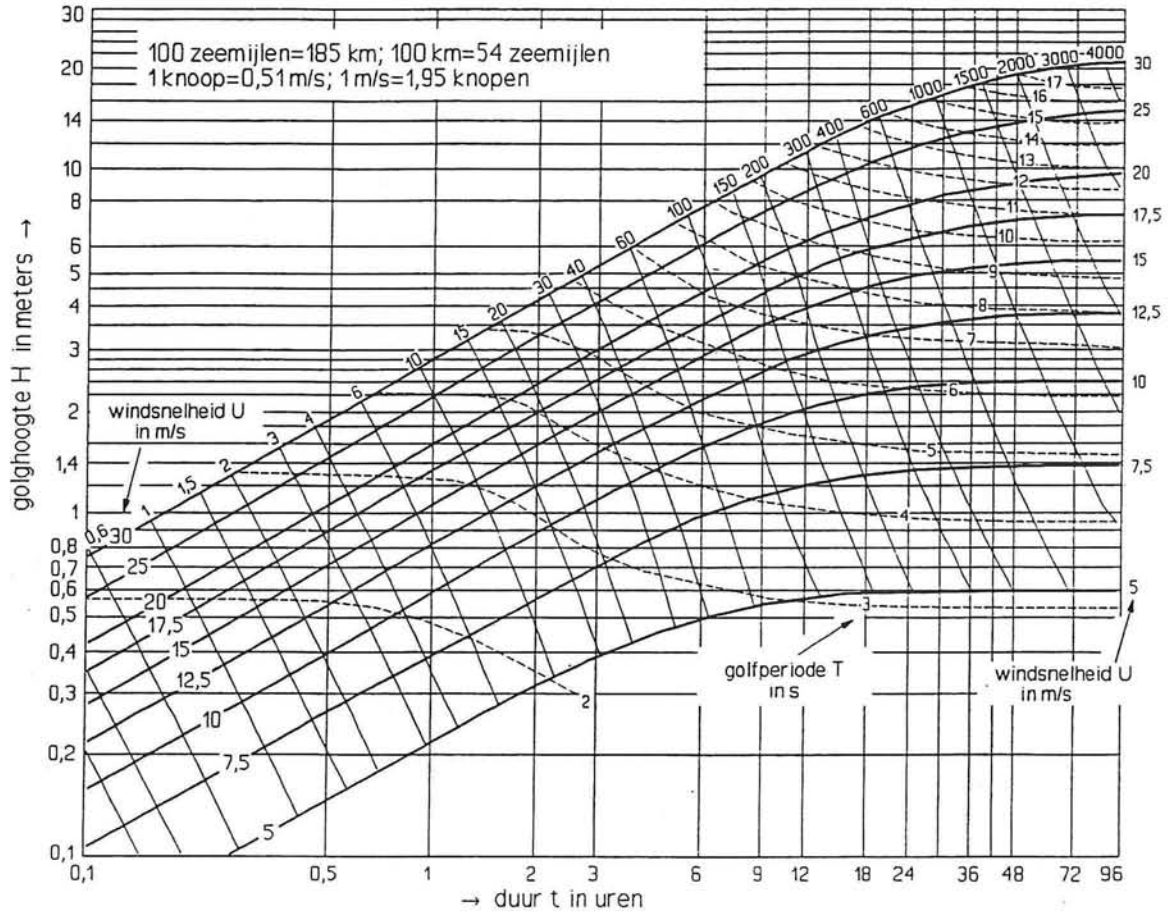
Dus wordt per eenheid van oppervlak gemiddeld de energie:

$$E = 1/8\,\rho \cdot g \cdot H^2 \qquad [Nm/m^2]$$

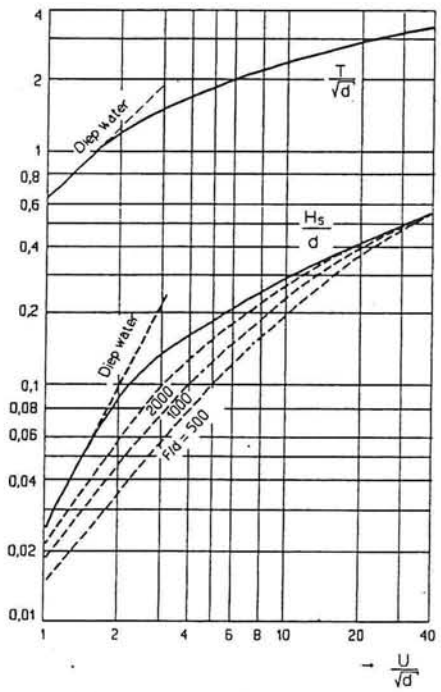
6.4.4 Golven in een golfveld

Tot nu toe is er slechts gesproken over enkelvoudige golven. In werkelijkheid ziet het oppervlak van de zee er aanzienlijk gecompliceerder uit.
Een dergelijke onregelmatig golfpatroon kan opgevat worden als een combinatie van een aantal enkelvoudige golven. Het ontrafelen van een golfveld in verschillende componenten met een eigen golfhoogte en frequentie geschiedt doorgaans met behulp van een Fourier analyse. Een voorbeeld hiervan staat in figuur 6.19.
Vervolgens kan voor een aantal frequentie-bandjes met een bepaalde breedte de bijdrage van de golfcomponenten binnen dit bandje aan de totale energie per m^2 golfveld worden uitgezet tegen de frequentie.
De grafiek die dan wordt verkregen geeft de verdeling van de golfenergie over de frequenties en heet het energie- of frequentiespectrum (figuur 6.20). Het frequentie-spectrum bevat alle statistische informatie met betrekking tot het golfveld.

De significante golfhoogte is een belangrijke parameter in veel ontwerpformules, zoals bijvoorbeeld voor golfoploop of voor de stabiliteit van taludbekleding. De significante golfhoogte is gedefinieerd als de gemiddelde golfhoogte van het hoogste derde deel van alle golven in het golfveld.



figuur 6,21 Nomogram geldig voor diep water [lit 10].



figuur 6,22 Nomogram geldig voor ondiep water en het overgangsgebied [lit 10].

De relatie van de significante golfhoogte met het frequentiespectrum is:

$$H_s = 4\sqrt{m_o}$$

waarin: H_s = significante golfhoogte [m]
m_o = is het totale oppervlak van het frequentiespectrum [m^2]

De periode waarbij het frequentiespectrum een absoluut maximum heeft wordt de piekperiode genoemd. Dikwijls wordt deze periode gebruikt in ontwerpformules als representatieve periode voor het golfveld.

Zonder bewijs wordt verder gegeven dat de golfhoogte in een golfveld Rayleigh verdeeld is volgens:

$$P\ (\ H > X\ ) = e^{-2\left(\frac{X}{H_s}\right)^2}$$

waarin: $P(H>X)$ = de kans dat een golf een hoogte H heeft die hoger is dan X.

Met deze verdeling kan dus de kans op een bepaalde golfhoogte binnen een gegeven golfveld worden berekend. Uit de formule blijkt ook dat 14% van de golven hoger is dan de significante golfhoogte $(P(H > H_s) = 0,14)$.

6.4.5 **Bepaling van golfhoogte en golfperiode uit windsnelheid, duur en windbaan**

Door verschillende onderzoekers zijn op grond van vele waarnemingen en met behulp van theoretische overwegingen, grafieken opgesteld waarmee de golfhoogte H [m] en de periode T [s] kunnen worden afgelezen bij een gegeven, constant onderstelde, windsnelheid U [m/s], een gegeven windduur t [s] en een gegeven windbaan (strijklengte) F [m].

Figuur 6.21 geeft het verband tussen H enerzijds en U en t of F anderzijds voor het geval de waterdiepte niet van belang is. Bovendien kan men in dit diagram T aflezen met behulp van de streep-lijnen. Of we in een gegeven geval t of (als t groter is dan de "grensduur") F moeten gebruiken, blijkt aan de hand van het diagram.
Dit wordt geïllustreerd met de volgende voorbeelden.

Voorbeeld 2

Gegeven: U = 15 m/s, F = 200 km, t = 6 uren, d = 50 m
Gevraagd: H, T, c en L
Oplossing: Stel dat het gaat om een diepwatergolf. Achteraf zal dit worden gecontroleerd.

Uit figuur 6.21 volgt dat bij U = 15 m/s en F = 200 km een maximale significante golfhoogte hoort van $H_s = 3{,}90$ m en een minimale stormduur van t = 12 uur.
De stormduur is dus een beperkende factor voor de groei van de golven.
Bij U = 15 m/s en t = 6 uur geeft figuur 6.21 $H_s = 2{,}9$ m en T = 5,8 sec.

De voortplantingssnelheid van diepwatergolven volgens tabel 6.1 is: $c \approx 1{,}56\ T = 9{,}0$ m/s

De golflengte bedraagt: $L = c \cdot T \approx 1{,}56 \cdot 5{,}8^2 = 52{,}5$ m

controle: $d/L \approx 1 > 0{,}5$ dus is er inderdaad sprake van een diepwatergolf.

Voorbeeld 3

Gegeven: U = 15 m/s, F = 200 km, t = 18 uren, d = 50 m
Gevraagd: H, T, c en L
Oplossing: t > 12 uur (zie voorbeeld 2)

De significante golfhoogte is $H_s = 3{,}90$ m en piekperiode bedraagt T = 7,4 sec.

De voortplantingssnelheid: $c \approx 1{,}56\ T = 11{,}5$ m/s

De golflengte bedraagt: $L = c \cdot T \approx 1{,}56 \cdot 7{,}4^2 = 85{,}4$ m

controle: $d/L \approx 0{,}59 > 0{,}5$ dus is er inderdaad sprake van een diepwatergolf.

Voor het bepalen van de golfhoogte en periode op ondiep water kan figuur 6.22 worden gebruikt.

De getrokken krommen in deze figuur zijn bedoeld voor "voldoende" lange windbaan en duur. De invloed van een beperkte windbaan F (in meters) op de golfhoogte is aangeduid door de gestippelde lijnen.

Voorbeeld 4

Gegeven: U = 12 m/s, F = 20 km, t = 6 uren, d = 4 m
Gevraagd: H, T, c en L
Oplossing: Stel dat het gaat om een diepwatergolf. Achteraf zal dit worden gecontroleerd.

Uit figuur 6.21 volgt dat bij U = 12 m/s en F = 20 km een maximale significante golfhoogte hoort van $H_s = 1,3$ m en een minimale stormduur van t = 2,5 uur.
De stormduur is dus geen beperkende factor voor de groei van de golven.
De periode bedraagt T = 3,5 sec.

De voortplantingssnelheid van diepwatergolven volgens tabel 6.1 is: $c \approx 1,56\ T = 5,5$ m/s

De golflengte bedraagt: $L = c \cdot T \approx 1,56 \cdot 3,5^2 = 19,1$ m

controle: $d/L \approx 0,2 < 0,5$ dus is er geen sprake van een diepwatergolf.

F/d >> 2000 dus moet de getrokken lijn uit figuur 6.22 worden gebruikt.

$$\frac{U}{\sqrt{d}} = 6 \rightarrow \frac{H}{d} = 0,22 \rightarrow H = 0,88m$$

$$\rightarrow \frac{T}{\sqrt{d}} = 2,0 \rightarrow T = 4\ sec$$

$$c = \sqrt{g \cdot d} = 6,3\ m/s$$

$$L = c \cdot T = 6,3 \cdot 4 = 25,2\ m$$

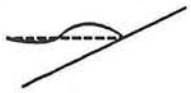
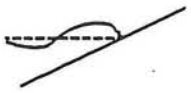
d/L = 4/25.2 > 1/25 dus in het overgangsgebied.
De voortplantingssnelheid moet met de volledige vergelijking worden berekend:

$$c = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad en \quad L = c \cdot T$$

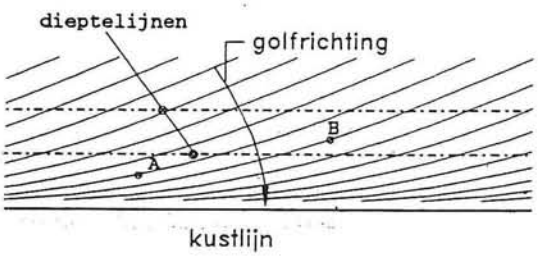
De berekening van c en L is een iteratief proces.
1. Schat L = 25 m : bereken c = 4,8 m/s en L = 19 m
2. Schat L = 22 m : bereken c = 5,1 m/s en L = 20 m
3. Schat L = 21 m : bereken c = 5,2 m/s en L = 21 m

6.4.6 Voorspelling van de golfhoogte met behulp van waarnemingen

Door van alle golfvelden in een betreffend gebied de significante golfhoogte te registreren kan op gelijke wijze als beschreven in 6.3.3 voor stormvloedstanden een frequentieverdeling worden gemaakt voor de significante golfhoogte.
Door middel van extrapolatie kan een bij een gekozen overschrijdingsfrequentie behorende significante golfhoogte worden bepaald.

Type of breaking wave	Smooth slope	Slope with rip-rap protection
		ξ>3.0
	ξ>3.3	2.0<ξ<3.0
	0.5<ξ<3.3	ξ<2.0
	ξ<0.5	

figuur 6,23 Verschillende typen golfbreking.



figuur 6,24 Refractie.

6.4.7 Gedrag van golven nabij de kust

Als golven de kust naderen treedt er een aantal veranderingen op. Dit wordt veroorzaakt door verandering van de waterdiepte en eventueel aanwezige obstakels voor de kust.

Door het ondieper worden nemen de voortplantingssnelheid ($c = \sqrt{gd}$) en de golflengte af (zie tabel 6.1) bij gelijkblijvende periode.
De energie tussen twee golfkammen blijft constant. Uit de vergelijking voor de mechanische energie ($E = 1/8\ \rho\ g\ H^2L$) blijkt dat door het kleiner worden van de golflengte de golfhoogte toe zal nemen. Dit proces heet "shoaling".

Deze groei van de golf is natuurlijk niet onbegrensd.
Door het kleiner worden van de golflengte (zie tabel 6.1) en het groter worden van golfhoogte wordt de golf steiler. Theoretisch treedt bij een steilheid van $H/L = 1/7$ breking op van de golf. Ook de diepte beperkt de golfhoogte; indien

$\frac{H}{d} \geq 0,5$ zal de golf breken.

De wijze waarop een golf op een vlak talud met een constante hellingshoek breekt is afhankelijk van de steilheid van de golf en de helling van de bodem. Dit wordt gekarakteriseerd door de brekerparameter:

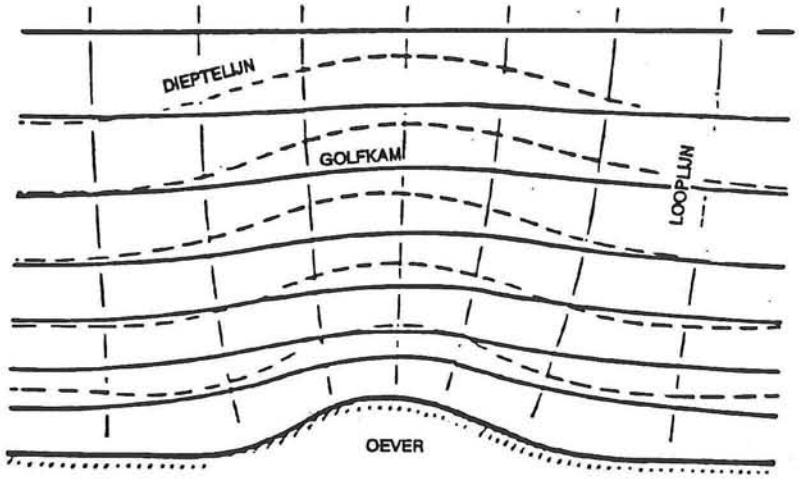
$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_s / L_0}}$$

waarin:	α	= hellingshoek van het talud	[°]
	H_s	= significante golfhoogte	[m]
	L_o	= golflengte op diepwater	[m]

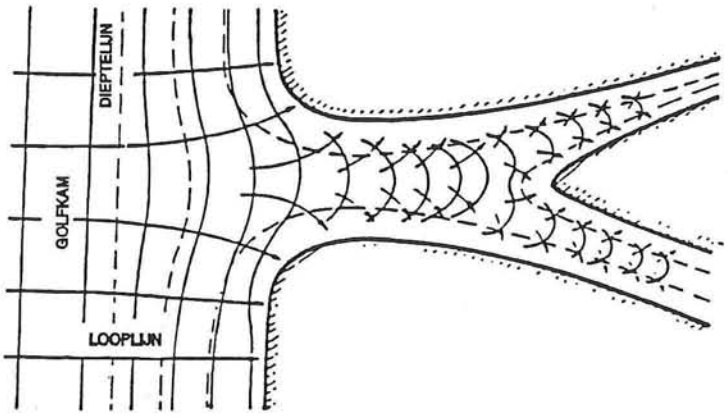
Afhankelijk van de waarde van de brekerparameter treden er verschillende typen van breken op, zoals weergegeven in figuur 6.23.
De wijze van breken speelt een belangrijke rol bij golfoploop, golfaanval en golfreflectie.

Wanneer golven onder een hoek naar de kust lopen zal door verschil in voortplantingssnelheid langs de golfkam een buiging van de voortplantingsrichting plaatsvinden naar de kust (zie figuur 6.24). Dit verschijnsel staat bekend als refractie.
In ondiep water is de voortplantingssnelheid van de golven afhankelijk van de waterdiepte ($c = \sqrt{gd}$) .

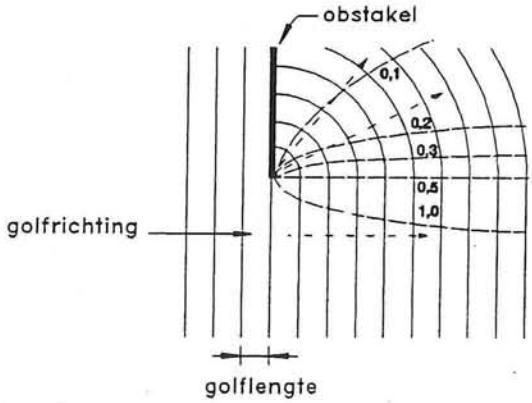
Bij een verlopende diepte langs de kam van de golf zal de voortplantingssnelheid bij grotere diepte groter zijn dan bij kleine diepte. In figuur 6.23 zal, bij toename van de diepte vanuit de kust, in punt A de voortplantingssnelheid dus kleiner zijn dan bij punt B. Door dit verschil in snelheid draait de golfkam zich over steeds groter wordende lengte evenwijdig aan de kustlijn.
Door refractie vindt er bij een schiereiland concentratie van energie plaats en daardoor een verhoging van de golven. In en voor een baai vindt juist het tegenovergestelde plaats en zal de golfhoogte in de baai kleiner zijn dan bij de aangrenzende kust (zie figuur 6.25 en figuur 6.26).



figuur 6,25 Refractie langs een schiereiland [lit 1].



figuur 6,26 Refractie in en voor een baai [lit 1].



figuur 6,27 Diffractie.

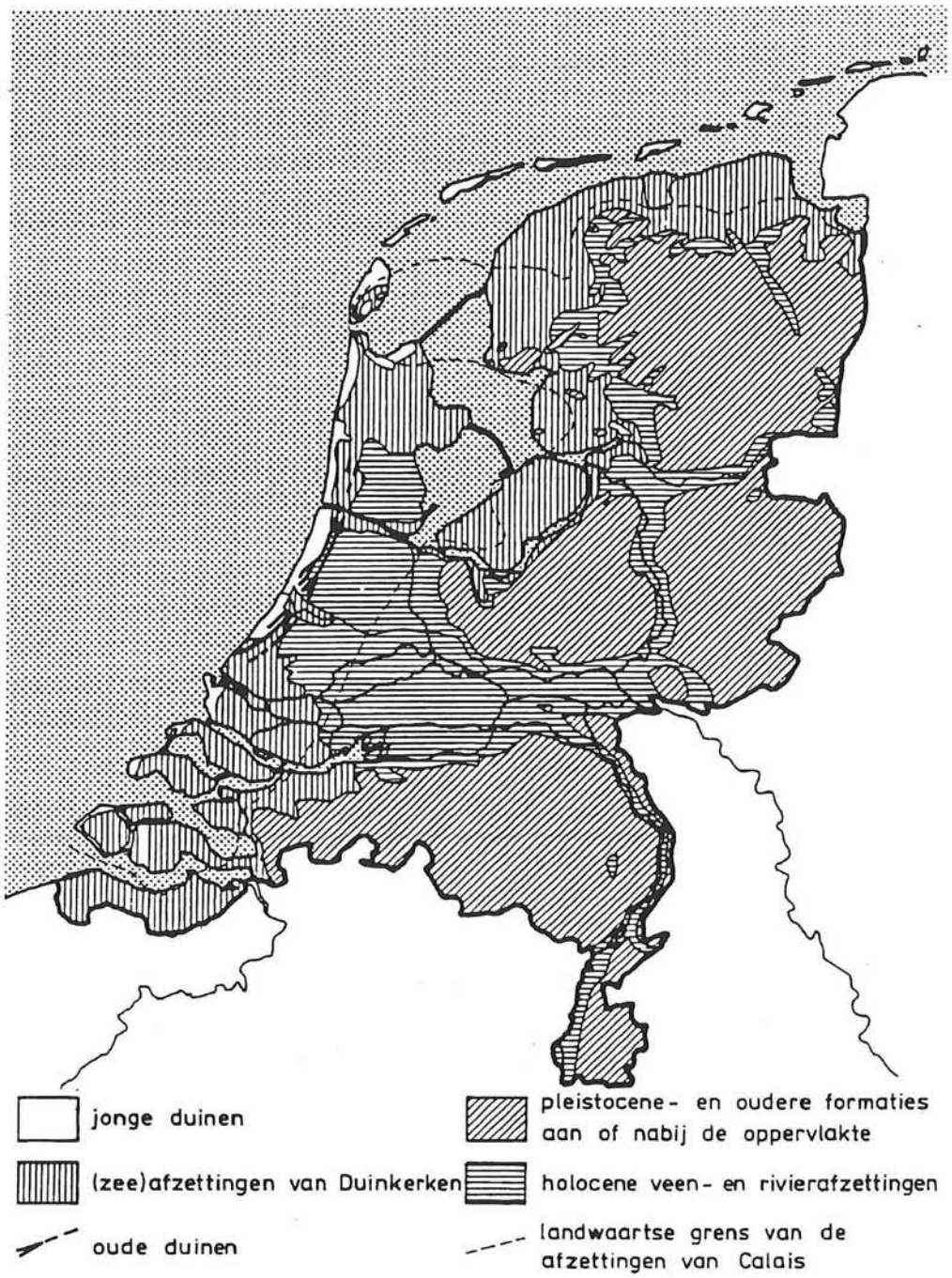
Indien er een obstakel ligt in de baan van de golven (bijv. een golfbreker of een eiland), zal in het schaduwgebied achter het obstakel toch een golfbeweging voorkomen. De energie-overdracht vindt blijkbaar niet alleen in de golfrichting plaats. De golfkammen buigen zich om het obstakel heen in de vorm van cirkelbogen, dit verschijnsel heeft diffractie. In figuur 6.27 staat dit weergegeven voor een golfbreker met loodrecht invallende golven en een uniforme diepte. De coëfficiënten op de gestippelde lijnen geven de golfhoogte aan ten opzichte van de golfhoogte voor het obstakel.
In de praktijk zijn de omstandigheden meestal niet zoals in figuur 6.27 en moet naast diffractie ook refractie in beschouwing worden genomen.

6.5 AARD VAN DE RANDVOORWAARDEN BIJ VERSCHILLENDE LOKATIES

De aard van de hydraulische randvoorwaarden is sterk afhankelijk van de lokatie van de waterkering. In tabel 6.2 staat een overzicht gegeven van de aard van de hydraulische randvoorwaarden.

Tabel 6.2

	Stochastisch karakter van hoogten van waterstanden	Golfhoogten	Verval over de kering	Verval langs de kering	Tijdsduur waterstandverschil	Stijg- en daalsnelheid van het water
Kanalen	Stochastisch binnen een nauwe range	Klein (Scheepsgolven)	Meestal klein	Zeer klein	Praktisch permanent	Gering tot matig
Boezems	Stochastisch binnen wat wijdere range	Zeer klein	Matig tot klein	Zeer klein	Praktisch permanent	Gering
Meren	Stochastisch binnen wat wijdere range	Matig	Matig	Klein	Kort durende variaties	Matig tot groot
Bovenrivieren	Stochastisch over zeer wijde range	Matig	Groot	Groot	Lang durend groot waterstandsverschil	Matig tot groot
Getijrivieren (overgangsgebied)	Stochastisch over zeer wijde range	Matig	Groot (2-zijdig keren kan voorkomen)	Groot	Matig langdurend waterstandsverschil	Groot
Zee	Stochastisch over zeer wijde range	Groot	Groot (2-zijdig keren kan voorkomen)	Matig tot groot	Kort durend waterstandsverschil	Groot
Reservoir	Stochastisch binnen wat wijdere range	Matig	Groot (kan ook "andere kant op" zijn als reservoir leeg is!)	Klein	Lang durend groot waterstandsverschil	Matig



figuur 7,1 Geologische overzichtskaart van Nederland [lit 21a].

7. GEOLOGISCHE EN GRONDMECHANISCHE RANDVOORWAARDEN

7.1 INLEIDING

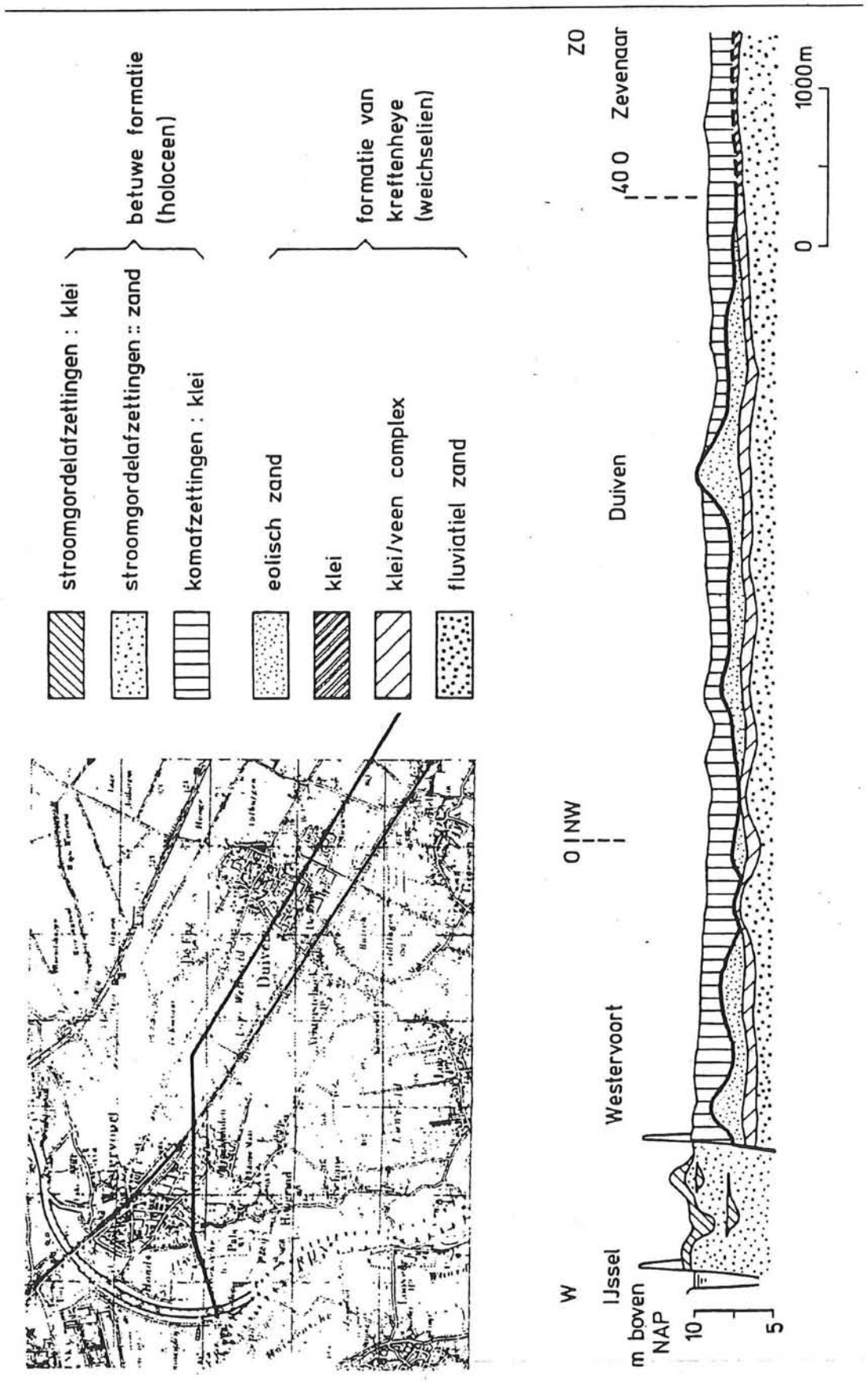
In hoofdstuk 6 zijn de hydraulische randvoorwaarden voor een waterkering beschreven. Deze randvoorwaarden vormen allemaal een belasting voor de constructie. De geologische en grondmechanische randvoorwaarden hebben betrekking op de sterkte van de waterkering.
De eigenschappen van de in de ondergrond voorkomende grondlagen bepalen in hoge mate de stabiliteit en de waterdichtheid van een waterkerende constructie.
Kennis van de geologie van het gebied waarin de waterkering ligt is dus van groot belang. In dit hoofdstuk zal in het kort iets worden verteld over de Nederlandse geologie, de eigenschappen van grond en de wijze waarop de laagopbouw en de eigenschappen van de grondlagen kunnen worden onderzocht.

7.2 GEOLOGIE VAN NEDERLAND
(Bron: "Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken"-TAW)

Nederland vormt het randgebied van een dalend bekken, het Noordzeebekken, dat in het Pleistoceen en Holoceen door sedimentatie is opgevuld. Deze voornamelijk fluviatiele 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 fluviatiele 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 7.1. 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.

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 wegsmeltende landijs en de daling van het Noordzeebekken 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 zône 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 dáár ontstaan



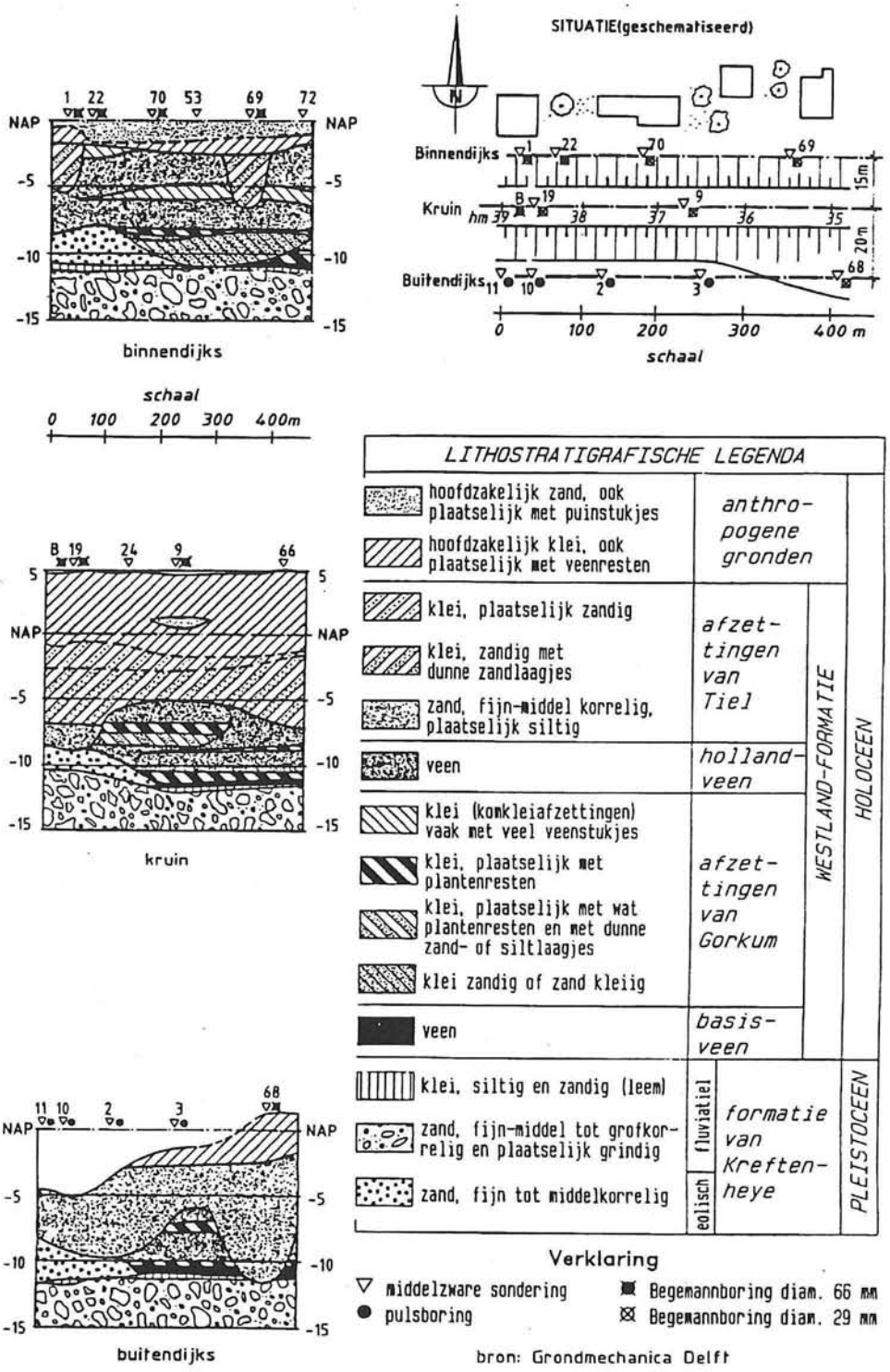
figuur 7,2 Een dwarsprofiel van het komgebied van de Westelijke Liemers [lit 21a].

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 7.2 een dwarsprofiel gegeven van het Komgebied van de Westerlijke 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.
In het gebied van de benedenrivieren zijn twee geologische eenheden van belang: de pleistocene Formatie van Kreftenheye en de holocene Westland-Formatie.
Dat er over korte afstanden toch grote variaties in grondopbouw kunnen optreden, wordt geïllustreerd door het geotechnische profiel dat voor het rivierdijk-onderzoek in de Krimpenerwaard vervaardigd is (figuur 7.3).

De Formatie van Kreftenheye, die in het late Pleistoceen is gevormd, bestaat uit:
a. Fluviatiele afzettingen
   De fluviatiele afzettingen, die het hoofdelement van deze pleistocene formatie vormen, zijn afgezet door de rivieren.
   Ze komen in heel het gebied voor. De top van deze pleistocene afzettingen ligt in West Nederland tussen NAP -10 m en NAP -23 m.
   De afzettingen bestaan hoofdzakelijk uit middel- tot grofkorrelige zanden, plaatselijk vermengd met grind. Aan de bovenzijde worden deze rivierafzettingen steeds fijner en bovenaan worden ze meestal afgesloten met een enkele decimeters dikke siltige en fijnzandige klei- of leemlaag.
b. Eolische afzettingen
   De eolische, door de wind afgezette zanden vormen onder andere duinen, de zogenaamde donken. Het zand is fijn tot middelkorrelig en afkomstig van het destijds droogliggende rivierbed. De donken zijn gelijktijdig met of vlak na de afsluitende fluviatiele kleilaag afgezet. Ze liggen onregelmatig over het hele gebied verspreid en variëren sterk in dikte, van enkele decimeters tot 5 à 10 meter. Plaatselijk kunnen ze reiken tot aan het maaiveld.

De Westland-Formatie omvat vier afzettingstypen met ieder een eigen lithologie, te weten:
a. Oude en Jonge Duin- en Strandafzettingen
   De Duin- en Strandafzettingen bestaan uit fijn- tot middelkorrelige zanden. Duinzanden zijn tot duinen opgewaaid strandzand dat direct nabij de zee is afgezet. De genoemde afzettingen komen alleen in het Westen voor, dicht bij de kust.
b. mariene afzettingen
   Mariene afzettingen zijn onder directe invloed van de zee gevormd. De oudere afzettingen worden Afzettingen van Calais genoemd, en de jongere Afzettingen van Duinkerke.
   Van de Afzettingen van Calais bestaat het onderste deel veelal uit zand, en het bovenste deel meestal uit klei. De Afzettingen van Duinkerke bestaan in de geulen meestal uit zand of zandige klei, en buiten de geulsystemen voornamelijk uit klei.



figuur 7,3 Voorbeeld van een geotechnisch profiel (Krimpenerwaard) [lit 21a].

c. perimariene afzettingen
De perimariene afzettingen zijn rivierafzettingen die onder invloed van de zeespiegelrijzing zijn afgezet. De oudere afzettingen worden Afzettingen van Gorkum genoemd, en de jongste Afzettingen van Tiel. Zowel de Afzettingen van Gorkum als de Afzettingen van Tiel bestaan uit klei, venige klei en met name in grote geulen uit zandlagen.

d. organische afzettingen
In de Westland-Formatie worden een tweetal veenlagen onderscheiden: het Basisveen en het Hollandveen.
Tot het Basisveen wordt alleen de veenlaag gerekend die aan de basis van de Westland-Formatie voorkomt. De overige veenlagen behoren tot het Hollandveen.
Het Hollandveen vormt in marien gebied de scheiding tussen de Afzettingen van Calais en de Afzettingen van Duinkerke.
Het Basisveen en het Hollandveen komen als voedselrijk veen en als voedselarm veen voor.

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 lokatiekeuze, 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 landbouw-publikaties 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: 1:5.000
  uitgave: Rijkswaterstaat, Meetkundige Dienst, Delft

- Waterstaatskaarten
  schaal: 1:50.000
  uitgave: Rijkswaterstaat, Meetkundige Dienst, Delft

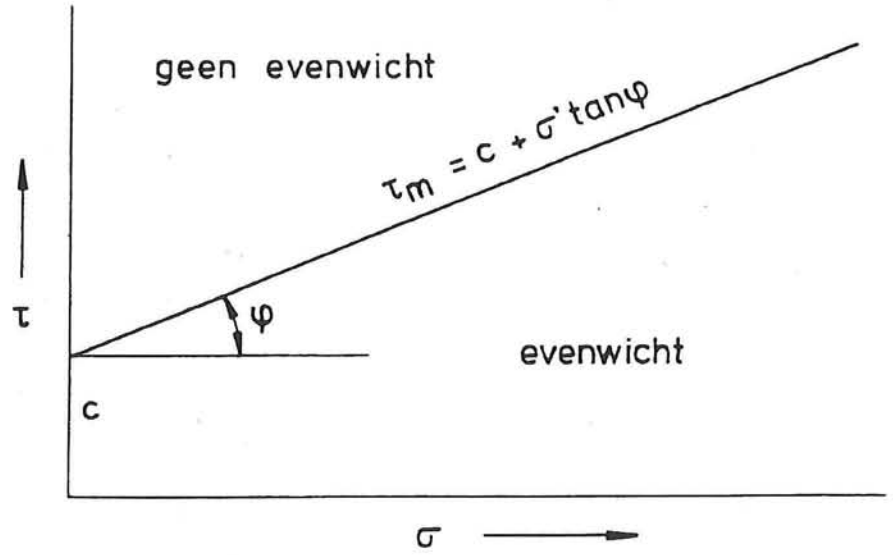
Behalve van dit kaartmateriaal kan vaak met vrucht gebruik worden gemaakt van kaarten van provinciale diensten en van meer incidentele informatiebronnen, zoals ruilverkavelingsplannen en grote bouwprojecten. Ook kunnen in dit verband de door het Centrum voor Onderzoek Waterkeringen tijdens het hoogwater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

7.3 STERKTE- EN STIJFHEIDSEIGENSCHAPPEN VAN DE GROND

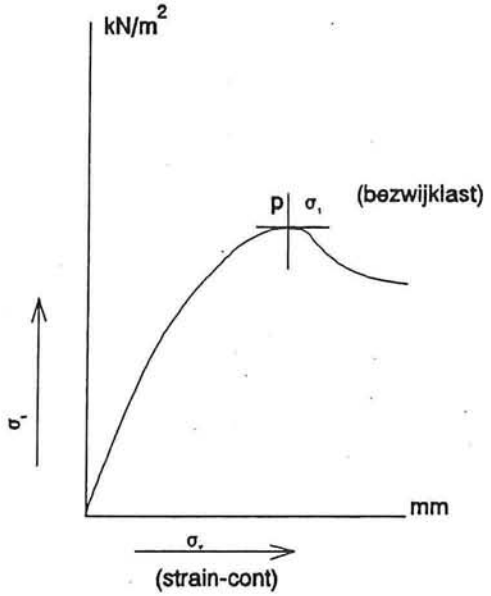
De sterkte van de grond wordt bepaald door de spanningen die de grond maximaal kan opnemen of overdragen, zonder progressief toenemende vervormingen. Onder de stijfheid van grond wordt verstaan de mate waarin de grond zich verzet tegen vervorming door verhoging van de spanningen.
Het spannings-/vervormingsgedrag 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 de zandgrond treedt vaak dilatatie op, dat wil zeggen dat schuifvervormingen - de hoekveranderingen - gepaard gaan met volumeveranderingen: los gepakt zand wordt onder invloed van schuifspanningen vaster, dicht gepakt zand wordt losser
- vervormingen van grond zijn vaak tijdsafhankelijk. 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.
  Daarnaast vertonen met name klei en veen kruipverschijnselen: het seculaire of secundaire effect
- 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.

Het spannings/vervormingsgedrag van grond is dus zeer complex. De beschrijving ervan met behulp van formules en modellen is derhalve voor een groot deel gebaseerd op empirie.
Bij de beoordeling van de stabiliteit van een dijklichaam spelen de schuifweerstand en de samendrukbaarheid een grote rol.



figuur 7,4 Het verband tussen τ_m en σ'.



figuur 7,5 Het spannings/vervormingsgedrag van zand [lit 21b].

7.3.1 Schuifweerstand

Door Coulomb is een lineair verband vastgesteld tussen de normaalspanning (σ') en de maximale schuifweerstand (τ_m) op een vlak, te weten (zie figuur 7.4):

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

waarin: c = cohesie
σ' = korrelspanning loodrecht op vlak
φ = hoek van inwendige wrijving

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.

Met behulp van de triaxiaalproef kan het vervormingsgedrag van de grond bij toename van de schuifspanning worden geanalyseerd. Het spannings/vervormingsgedrag van zand staat weergegeven is figuur 7.5.
Onderscheiden worden de gedraineerde en de ongedraineerde schuifweerstand. Voor het verkrijgen van de gedraineerde schuifweerstand dient de triaxiaalproef langzaam worden uitgevoerd zodat de korrelspanning zich kan aanpassen aan de belasting (consolidatie). Indien de triaxiaalproef snel wordt uitgevoerd bij slechtdoorlatende grondsoorten kan de waterdruk in het monster zich niet aanpassen. De schuifweerstand die bij deze situatie wordt gevonden is de ongedraineerde schuifweerstand. Afhankelijk van de toestand die voor kan komen in de werkelijkheid zal een keuze worden gemaakt uit het rekenen met de gedraineerde of ongedraineerde schuifweerstand.

7.3.2 Samendrukbaarheid

Uit samendrukkingsproeven is gebleken dat de stijfheid van grond toeneemt bij samendrukking. Door de analyse van een groot aantal samendrukkingsproeven is Terzaghi gekomen tot een formulering van de relatieve samendrukking als functie van de spanningsverhoging:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{C} . \ln \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

waarin: Δh	=	samendrukking	[m]
h	=	laagdikte	[m]
C	=	samendrukkingsconstante	[m]
P_o	=	korrelspanning vóór belasten	[N/m^2]
ΔP	=	toename van de korrelspanning ten gevolge van belasten	[N/m^2]

Bij goed doorlatend zand treden de vervormingen vrijwel onmiddellijk op na het aanbrengen van de belasting en voldoet de formule van Terzaghi goed. Bij met water verzadigde klei en veen gaat er dikwijls lange tijd (vaak vele jaren) overheen voordat de met Terzaghi berekende zetting is opgetreden.
Dit komt doordat het water in de poriën de volumeverkleining van de grond tegengaat.

Het water moet eerst uit de poriën worden weggeperst (consolidatie). De doorlatendheid van de grond speelt daarbij een belangrijke rol (zie ook 7.4). Voor de theoretische beschouwing van het consolidatieproces wordt verwezen naar "Grondmechanica" van A. Verruyt.

Theoretisch komt het consolidatieproces nooit tot stilstand. Daarom wordt als praktisch einde van de consolidatie wel de toestand, waarbij 99% van de berekende zetting (volgens Terzaghi) is opgetreden, aangenomen.

De duur van de consolidatie van een klei- of veenlaag is afhankelijk van de grondeigenschappen en het aantal zijden waarlangs afstroming kan plaatsvinden. Deze tijdsduur, waarin 99% van de zetting tot stand komt, heet de hydrodynamische periode.
Terzaghi heeft voor de hydrodynamische periode gevonden:

$t_c = \frac{2h^2}{c_v}$ voor eenzijdige afstroming

$t_c = \frac{h^2}{2c_v}$ voor tweezijdige afstroming

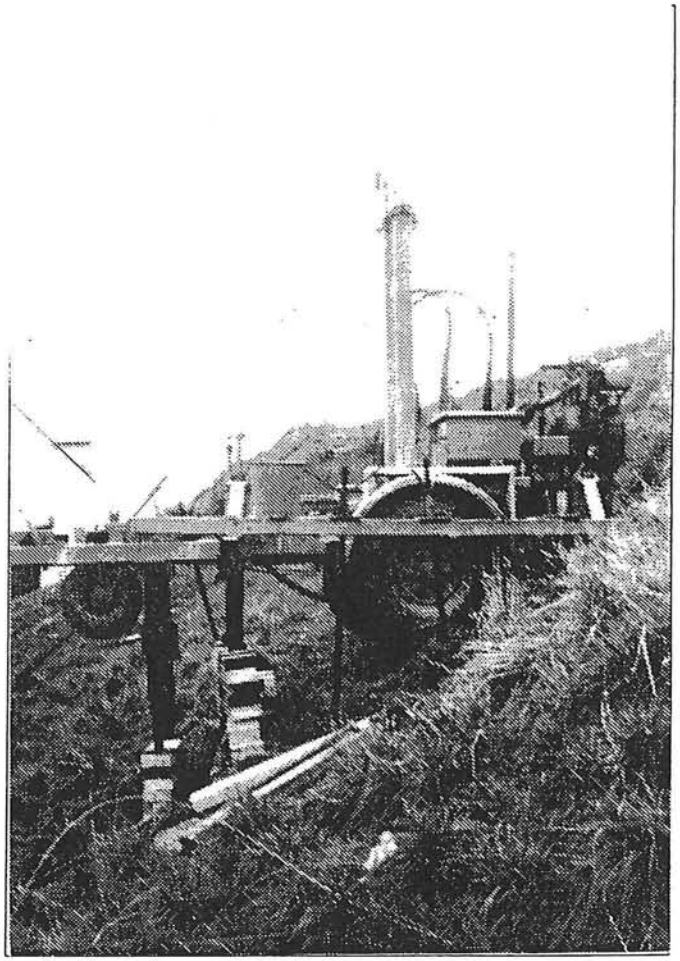
waarin:	t_c	=	hydrodynamische periode	[s]
	h	=	laagdikte	[m]
	c_v	=	consolidatiecoëfficiënt	[m^2/s]

Uit deze formulering blijkt duidelijk de grote invloed van de laagdikte en de wijze van afstroming.
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 zettingsformule van Keverlingh-Buisman:

$$\frac{\Delta h}{h} = \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s}\log\frac{t}{t_0}\right) \ln \frac{P_0+\Delta p}{P_0}$$

waarin:	C_p	=	primaire samendrukkingsconstante	(-)
	C_s	=	secundaire samendrukkingsconstante	(-)
	t_o	=	1 etmaal = 86.400 s	
	t	=	tijdsduur na het aanbrengen van de belasting verhoging Δp	(s)



Grondmechanisch onderzoek op het dijktalud.

7.4 DOORLATENDHEID

De doorlatendheid van grond is een belangrijke factor bij grondwaterstroming. In 1856 heeft Darcy experimenteel een verband vastgelegd met betrekking tot de doorlatendheid en de filtersnelheid van het grondwater ten gevolge van een stijghoogteverschil.

Dit verband is:

$$q = -k\frac{dh}{ds}$$

waarin:	q	= filtersnelheid = debiet per eenheid van oppervlakte	[m/s]
	k	= doorlatendheid	[m/s]
	h	= stijghoogte	[m]
	$\frac{dh}{ds}$	= verhang; verandering van de stijghoogte langs een stroomlijn per lengte eenheid.	[-]

Hieruit blijkt dat de filtersnelheid recht evenredig is met de doorlatendheid. De doorlatendheid wordt ook wel geschreven als:

$$k = \frac{\kappa \cdot \gamma_w}{\mu}$$

waarin:	κ	= de intrinsieke doorlatendheid van de grond	[m^2]
	μ	= de dynamische viscositeit van het grondwater	[$P_a s$]
	γ_w	= het volumegewicht van water	[N/m^3]

De grootheid κ hangt alleen van de geometrie van het korrelskelet af. Dit komt tot uiting in de formule van Kozeny-Carman:

$$\kappa = cd^2 \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2}$$

waarin:	d	= een maat voor de korreldiameter	[m^2]
	c	= constante die afhangt van de warrigheid van het stelsel van poriën	[-]
	n	= poriëngetal	[-]

Deze formule is niet praktisch voor het bepalen van de doorlatendheid in verband met de moeilijk te bepalen constante c. Wel is van belang het verband tussen de doorlatendheid en de korreldiameter. Zo is te zien dat een factor 1.000 in de korreldiameter leidt tot een factor 10^6 in de doorlatendheid. In de praktijk wordt dit ook gevonden als verschil tussen zand ($k = 10^{-3}$ m/s) en klei ($k = 10^{-6}$ a 10^{-8} m/s).

7.5 GEOLOGISCH EN GRONDMECHANISCH ONDERZOEK

Alvorens kan worden gestart met het ontwerp van een waterkering is kennis van de laagopbouw en de eigenschappen van de lagen van groot belang. Deze kennis zal moeten worden verkregen door onderzoek in het terrein en in het laboratorium. In dit

hoofdstuk wordt van een aantal onderzoeksmethoden en proeven een korte beschrijving gegeven. De theoretische achtergronden zullen niet worden behandeld.

7.5.1 Terrein onderzoek

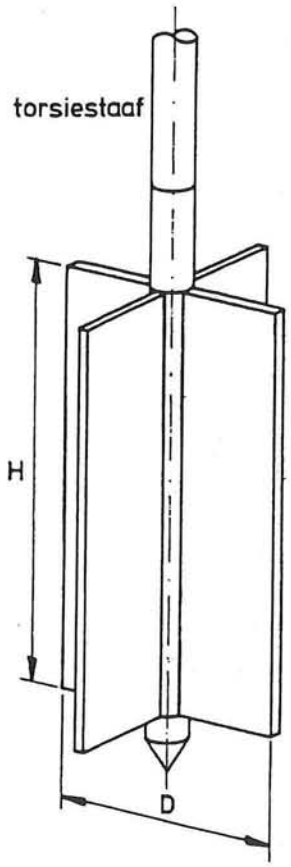
Geo-elektrisch en elektro-magnetisch onderzoek
Geo-elektrisch en elektro-magnetisch onderzoek zijn beide geofysische methoden voor het verkennen van de opbouw van de ondergrond. Bij dit onderzoek wordt een goed meetbare fysische grootheid bepaald, namelijk de schijnbare specifieke elektrische weerstand 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.
Bij onderzoek naar de opbouw van diepere grondlagen kan gebruik worden gemaakt van seismisch onderzoek. Voor het onderzoek ten behoeve van waterkeringen is dit echter niet gebruikelijk.

Sonderingen
In principe wordt bij een sondering de weerstand gemeten die een conusvormig lichaam ondervindt bij het wegdrukken van de grond. De methode is nationaal - NEN 3680 - en internationaal gestandaardiseerd.
De wegdruksnelheid, waarbij de weerstand wordt gemeten, is gesteld op 20 mm/s. De gemeten weerstand wordt aangeduid als de conusweerstand q_c [MN/m^2].

Bij een sondering wordt deze weerstand òf continu òf 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/m^2]. 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.

Uit het verloop van de conusweerstand van de grond met de diepte en de plaatselijke wrijving wordt een goed beeld verkregen van de laagopbouw en de samenstelling van de grondslag. Gecompleteerd met de resultaten van enige boringen en het geo-elektrisch onderzoek geven sonderingen een betrouwbaar inzicht in de samenstelling, de ligging en de dikte van de verschillende bodemlagen.

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 beoordeling van de omhoog gebrachte grond. Het is gewenst de visuele beoordeling te verifiëren, door in het laboratorium classificatieproeven uit te voeren.
Boringen worden gemaakt voor het steken van zowel geroerde als ongeroerde monsters uit de verschillende grondlagen. Ongeroerde monsters kunnen worden gebruikt voor de bepaling van de mechanische eigenschappen, zoals de sterkte- en vervormingsparameters. Ze vormen daarmee de basis van de grondmechanische analyse, die nodig is voor de stabiliteitsbeoordeling van een dijk. Voor dit onderzoek is het van groot belang dat de monsters werkelijk ongeroerd uit de grond en in het



figuur 7,6 Vinproef [lit21a].

laboratorium komen. Daar is deskundigheid en een hoge mate van zorgvuldigheid voor nodig. De boorgaten kunnen worden benut voor inspectie van de grondwaterstand. Met behulp van een pompproef waarbij de grondwaterstand in één gat wordt verlaagd en in andere gaten wordt gemeten kan een schatting worden gemaakt van de doorlatendheid.
Doorgaans worden diepe boringen gedaan voor de verkenning van de laagopbouw, waarbij monsters worden genomen ten behoeve van classificatieproeven.

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. De vin bestaat uit vier dunne, rechthoekige bladen, die kruislings op het ondereinde van een dunne stalen staaf zijn geplaatst (figuur 7.6).
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.

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.

7.5.2 Laboratoriumonderzoek

In 7.3 en 7.4 zijn de sterkte en stijfheidseigenschappen en de doorlatendheid van grond aan de orde geweest. Deze eigenschappen worden meestal bepaald met behulp van laboratoriumonderzoek.
De schuifweerstand (φ en c) en vervormingen kunnen met twee soorten proeven worden onderzocht, te weten:

- proeven op monsters met een direct opgelegde schuifvervorming, zoals de directe schuifproef, de "simple shear test", de vinproef in het laboratorium
- drukproeven op cilindrische monsters, zoals de celproef en de triaxiaalproef.

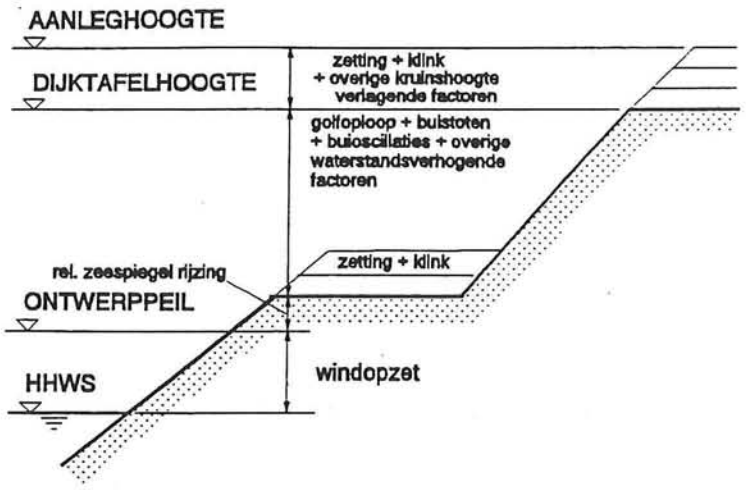
Met name voor klei en zand is een drukproef op een cilindrisch monster bijzonder geschikt om de schuifweerstandsparameters (φ en c) te bepalen. Bij een dergelijke proef zijn de spanningsverdeling en de vervorming axiaal-symmetrisch en blijven de randverstoringen beperkt. Deze drukproef wordt in de praktijk op twee essentieel verschillende manieren uitgevoerd: als triaxiaalproef en als celproef.

De samendrukkingsconstanten C_p, C_s en c_v worden bepaald door middel van zogenaamde samendrukkingsproeven op ongeroerde monsters.
Een cilindertje ongeroerde grond wordt geplaatst in een stalen ring en vervolgens trapsgewijs verticaal belast. Van de vier à vijf belastingstrappen liggen er minimaal twee beneden en twee boven de oorspronkelijke terreinspanning.
Dit is noodzakelijk omdat bij herbelasten, tot aan een spanningsniveau (grensspanning), dat eerder aanwezig is geweest in de grond, de grond stijver reageert dan bij belastingen boven dit spanningsniveau. In de spanningsvervormingsrelatie zal bij de grensspanning min of meer een knik te zien zijn.

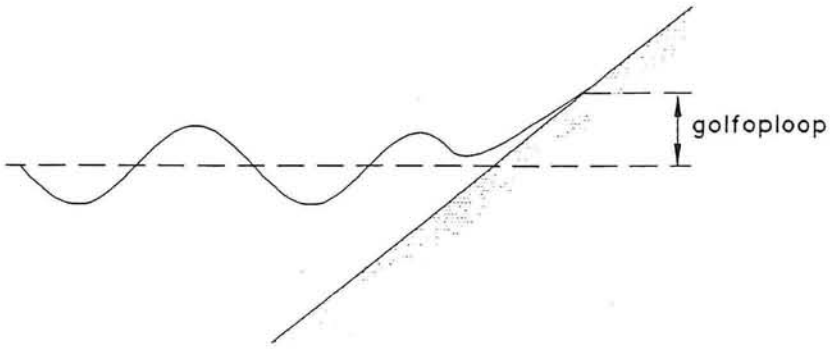
De samendrukkingscoëfficiënten zijn op betrekkelijk eenvoudige wijze uit het resultaat van de samendrukkingsproef af te leiden met behulp van de gecombineerde zettingsformule van Terzaghi en Keverlingh-Buisman-Koppejan.

Voor de doorlatendheidsbepalingen in het laboratorium zijn, afhankelijk van de grondsoort, twee soorten proeven in gebruik. Voor goed doorlatende, weinig samendrukbare grond zoals zand wordt de zogenaamde "constant head"-methode gebruikt. Door een doorgaans geroerd 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. De proef wordt gedaan bij verschillende pakkingsdichtheden van de grond. De eventuele anisotropie in de doorlatendheid wordt vanwege de grondroering niet gemeten.

Bij slechtdoorlatende, 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 samendrukkingsapparaat.



figuur 8,1 Bepaling van de dijkhoogte [lit 2].



figuur 8,2 Het 2% golfoploopniveau: $Z_{2\%}$ [lit 2].

8. KRUINHOOGTE

8.1 MAATGEVENDE MECHANISMEN TER BEPALING VAN DE KRUINHOOGTE

Onder de kruin wordt verstaan de bovenkant van de dijk.
Ter bepaling van de kruinhoogte zijn twee mechanismen van belang, te weten:

- overlopen
- golfoverslag.

Op het eerste gezicht lijkt het dat het mechanisme golfoverslag altijd maatgevend zal zijn, zelfs bij kleine golven. Immers, alvorens de dijk overstroomt treedt er al overslag van golven op. Echter er wordt altijd een bepaalde mate van golfoverslag geaccepteerd, terwijl ten aanzien van het mechanisme overlopen een minimale veiligheid wordt geëist. Deze veiligheid komt tot uiting in een minimaal vereiste overhoogte van de dijk ten opzichte van het ontwerppeil, waarbij het mogelijk is dat ruimschoots wordt voldaan aan het golfoverslagcriterium. Op voorhand kan wel gesteld worden, dat bij het ontwerp van zeedijken en dijken langs wateren waar golven van betekenis voorkomen, het mechanisme golfoverslag maatgevend is. Bij het ontwerp van rivierdijken ligt het minder duidelijk en zal getoetst moeten worden welk criterium maatgevend is.

8.2 VEREISTE KRUINHOOGTE

De minimaal vereiste hoogte van een waterkering is van oudsher opgenomen in zogenaamde dijktafels, daarom spreekt men van dijktafelhoogte als bedoeld wordt de minimale vereiste dijkhoogte gedurende een planperiode (50 jaar). De term "dijktafelhoogte" is een puur "Hollands" begrip dat eigenlijk alleen gebruikt wordt in het Nederlandse benedenriviergebied. In dit dictaat zal daarom het begrip "vereiste kruinhoogte" worden gebruikt.
De minimaal vereiste kruinhoogte wordt bepaald door:

1. het ontwerppeil (8.2.1)
2. relatieve zeespiegelrijzing (6.3.3)
3. golfoploop of golfoverslag (8.2.2 en 8.2.3)
4. buistoten en bui-oscilaties (8.2.4)
5. overige waterstandsverhogende factoren (bijvoorbeeld verhogingen die voortvloeien uit de geometrie van de dijk en het voorland)(8.2.5).

In figuur 8.1 staan de factoren die een rol spelen bij de bepaling van de minimaal vereiste kruinhoogte.

8.2.1 Ontwerpwaterstand

De ontwerpwaterstanden aan de kust en in het bovenrivierengebied zijn reeds aan de orde geweest in hoofdstuk 6 als hydraulische randvoorwaarde.
De Deltacommissie heeft voor zeedijken een ontwerpwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 jaar voorgeschreven. De Commissie Rivierdijken heeft vastgesteld dat voor rivierdijken een ontwerpwaterstand moet worden aangehouden die hoort bij een topafvoer met een overschrijdingsfrequentie van 1/1.250 jaar. In het benedenrivierengebied, waar de waterstanden afhankelijk zijn van zowel de rivierafvoer als de waterstand in de uitmonding, zijn er oneindig veel combinaties mogelijk van

afvoeren en waterstanden op zee. Voor alle denkbare combinaties kan een kans van voorkomen worden bepaald. Door nu de kansen van alle combinaties die leiden tot het overschrijden van een bepaalde waterstand op een gegeven plaats op te tellen wordt de overschrijdingskans of overschrijdingsfrequentie van deze waterstand gevonden. Op deze wijze kan de ontwerpwaterstand behorende bij een voorgeschreven overschrijdingsfrequentie worden bepaald.
In de "Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - deel 2 - benedenrivierengebied" staat deze methode nader toegelicht.
Tevens wordt hierin een aantal belastingscombinaties (afvoer en waterstand bij Hoek van Holland) gegeven, waarmee een eerste veilig ontwerp van een waterkering kan worden gemaakt. Deze methode staat bekend als de "belastinggevallenmethode".

8.2.2 Golfoploop

In hoofdstuk 6 is het verschijnsel windgolven aan de orde geweest als natuurlijke randvoorwaarde voor een waterkering. Door het onregelmatige karakter van een golfveld is het niet mogelijk het golfveld deterministisch te beschrijven.
Het zal duidelijk zijn dat het daardoor ook niet mogelijk is om verschijnselen die het gevolg zijn van windgolven deterministisch te beschrijven. Dit is dus ook het geval met de golfoploop. Onder de golfoploop wordt verstaan "de verticale afstand tussen de waterstand en de plaats op het talud van de waterkering, die wordt bereikt door de oplopende watertong, als gevolg van al dan niet brekende golven" (zie figuur 8.2).

De golfoploop is afhankelijk van:
- het golfveld
- de geometrie van de waterkering
- de ruwheid van het oppervlak

De golfoploop ten gevolge van loodrecht invallende golven op een glad en recht talud kan bepaald worden met de formule:

$$R_n = C_n \cdot \sqrt{2\pi} \cdot \xi \cdot H_s$$

waarin: R_n = de waarde voor de golfoploop die door n % van de golven wordt overschreden [m]
C_n = een factor die afhankelijk is van het spectrum van het golfveld en n. [-]
ξ = de golfbrekingsparameter = [-]

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_o}}} = \sqrt{\frac{gT_p^2}{2\pi H_s}} \cdot \tan\alpha$$

T_p = periode van de golf (piekperiode) [s]
α = hoek van het talud met de horizontaal [°]
H_s = de significante golfhoogte [m]
L_o = golflengte op diep water [m]

Ten gevolge van de ruwheid van een bekleding op het talud en het eventueel aanwezig zijn van een berm op stilwaterniveau zal de golfoploop reduceren.

Ook indien de invallende golven een hoek maken met de waterkering zal de golfoploop kleiner zijn. De golfoploop is in het algemeen te berekenen met:

$$R_n = C_n \cdot \xi \cdot \sqrt{2\pi} \cdot H_s \cdot \gamma_R \cdot \gamma_B \cdot \gamma_\beta$$

waarin: γ_R = reductiecoëfficiënt met betrekking tot de ruwheid
γ_B = reductiecoëfficiënt in verband met de aanwezigheid van een berm met breedte B
γ_β = reductiecoëfficiënt in verband met schuininvallende golven

In Nederland is voor het ontwerp van de zeedijken in het verleden gewerkt met n = 2% als ontwerpcriterium voor de kruinhoogte. Voor dijken aan de Noordzee is aangehouden:

$$C_{2\%} = 0,7 \text{ en } \frac{H_s}{L_0} = 0,05 \quad (\textit{zie ook } 6.4.7)$$

Dit heeft geleid tot een zeer praktische ontwerpformule.

$$R_{2\%} = 8 \cdot H_s \cdot \tan\alpha \cdot \gamma_R \cdot \gamma_B \cdot \gamma_\beta$$

Opgemerkt wordt dat de formule redelijk voldoet voor:

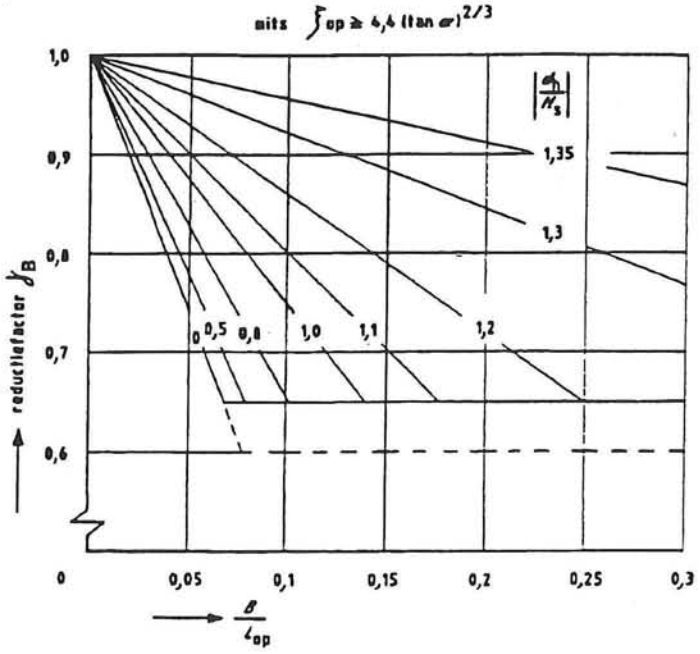
$$1/8 \leq \tan\alpha \leq 1/3$$

Reductiefactor γ_r

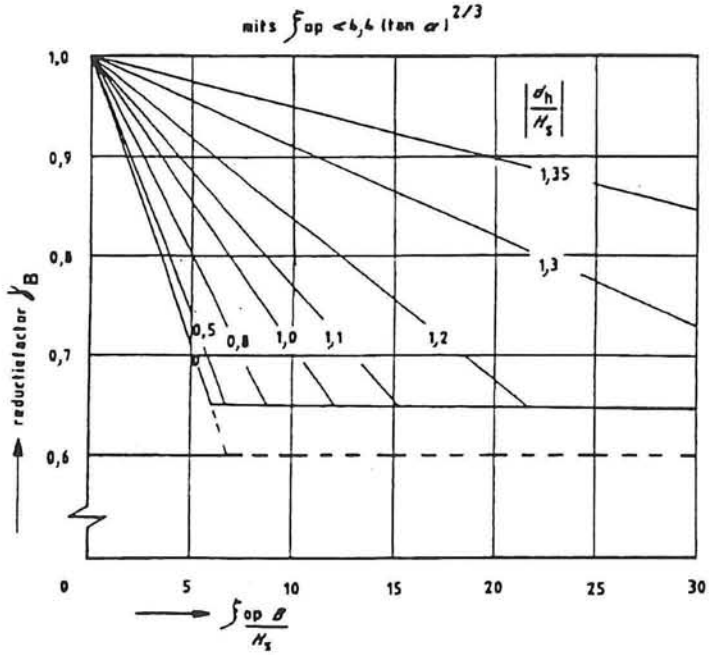
De reductiefactor γ_R die de ruwheid en de doorlatendheid van het oppervlak in rekening brengt is in tabel 8.1 af te lezen. Ruwheid en doorlatendheid kunnen in de loop van de tijd afnemen door inslibbing. Bij de berekening wordt hiermee geen rekening gehouden.

Tabel 8.1

Toplaag	γ_R
asfalt, beton met glad oppervlak	1,00
beton blokken, blokkenmatten	0,95
open steen asfalt, grasmat	0,95
gezette steen, basalton	0,90
ruwe, doorlatende blokkenmatten	0,80
gravel, gabions (schanskorven)	0,70
breuksteen (rip-rap)	0,60



figuur 8,3 Reductiefactor γ_B voor een berm
($\xi_B < 4.4*(\tan\alpha)^{2/3}$ [lit 21j].



figuur 8,4 Reductiefactor γ_B voor een berm
($\xi_B > 4.4*(\tan\alpha)^{2/3}$ [lit 21j].

Reductiefactor γ_B

De invloed van een eventueel aanwezige berm is afhankelijk van de bermbreedte (B), de waterdiepte op de berm (d_h) en het al dan niet breken van de golven. Uit figuur 8.3 en figuur 8.4 kan de waarde van de reductiecoëfficiënt γ_B worden afgelezen.
Als de berm boven water ligt dan is $d_h < 0$, maar in de figuur wordt met de absolute waarde van d_h gewerkt.
In de figuren blijkt dat de reducerende werking van een berm, bij een bepaalde bermbreedte, maximaal is. Een verbreding van de berm heeft dan geen zin meer. De grootte van γ_B ligt in dat geval tussen 0,60 (ondergrens) en 0,65 (bovengrens).

Reductiefactor γ_β

De invloed van de invalshoek van de golven (β; met $\beta = 0°$ bij een loodrechte golfaanval) is door [Van der Meer en De Waal, 1990] met kortkammige golven onderzocht. Bij dit type golven is er een zekere spreiding in de golfvoortplantingsrichting, waardoor niet alle golven uit precies dezelfde richting komen. Hierdoor komt het golfbeeld beter overeen met de werkelijkheid dan met langkammige golven, waarbij alle golven uit precies één richting komen.

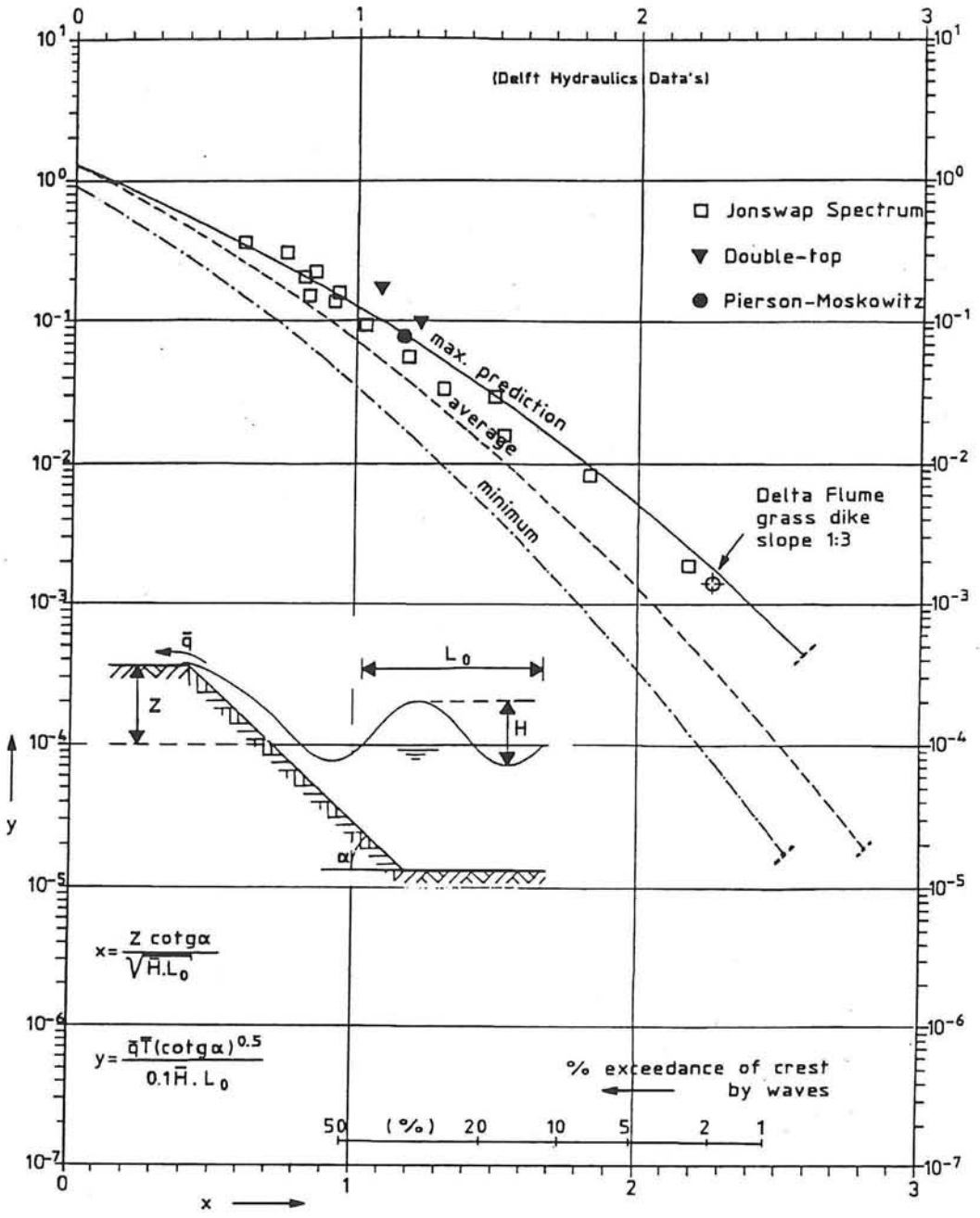
In tegenstelling tot eerder onderzoek met langkammige golven blijkt de invloed van de invalshoek vrij klein te zijn:

Als: $\beta \leq 30°$, *dan* : $\gamma_\beta = 1,0$

Als: $\beta > 30°$, *dan* : $\gamma_\beta = 1,12 - 0,004 \cdot \beta$

Met: β = invalshoek van de golven [°]

Bij een invalshoek van 80° (strijkgolven) levert dit een reductiefactor op van $\gamma_\beta = 0,8$. De golfoploop is dan 20% kleiner dan bij een loodrechte golfaanval.



figuur 8,5 Golfoverslag volgens de gecombineerde resultaten van de modelonderzoeken M544 en M1258 van het Waterloopkundig Laboratorium [lit 21a].

Voorbeeld 5

Gegeven:
golfgegevens: $H_s = 2$ m, $T_p = 5$ s, $\beta = 0$,
waterdiepte voor de dijk: $d = 20$ m
waterdiepte op de tussenberm: $d_h = -1$ m
talud: $\tan\alpha = 1/3$
asfaltbetonnen bekleding.

Gevraagd: De golfoploop in het geval van
a. het ontbreken van de tussenberm
b. een tussenberm van 6 m breed

Oplossing:
a. zonder tussenberm

golflengte op diep water: $L_o = \frac{g T^2}{2\pi} = 39\ m$

steilheid: $\frac{H_s}{L_o} = 0,05$

reductiefactoren: $\gamma_R = 1$ zie tabel 8.1

$\gamma_\beta = 1$ ($\beta = 0°$)

$\gamma_B = 1$ ($B = 0$)

golfoploop: $R_{2\%} = 8 \cdot H_s \cdot \tan\alpha \cdot \gamma_R \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_B = 8 \cdot 2 \cdot \frac{1}{3} = 5,33\ m$

b. met tussenberm

brekerparameter: $\xi_{op} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_s / L_{op}}} = \frac{1/3}{\sqrt{2/39}} = 1,47$

reductiefactor i.v.m $B = 6$ m:

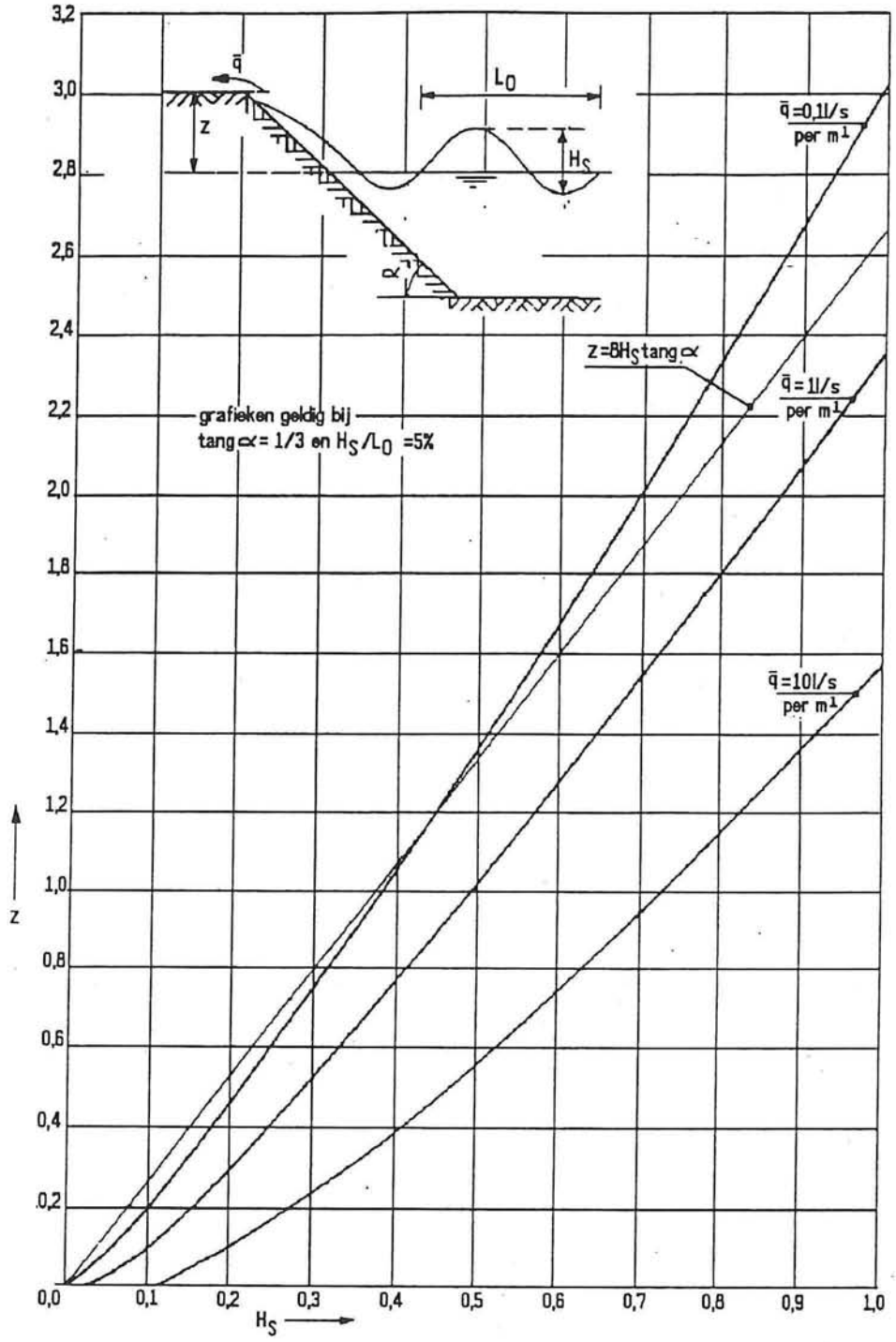
$4,4 \cdot \tan\alpha = 2,115 < \xi_{op}$ *dus gebruik figuur* 8.3

$\frac{\xi_{op} \cdot B}{H_s} = 4,42 \rightarrow \gamma_B = 0,75$

golfoploop: $R_{2\%} = 0,75 \cdot 5,33 = 4,0\ m$

8.2.3 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 worden voorkomen door de dijk voldoende waakhoogte te geven boven de ontwerpwaterstand. Voor de zeedijken is het 2%



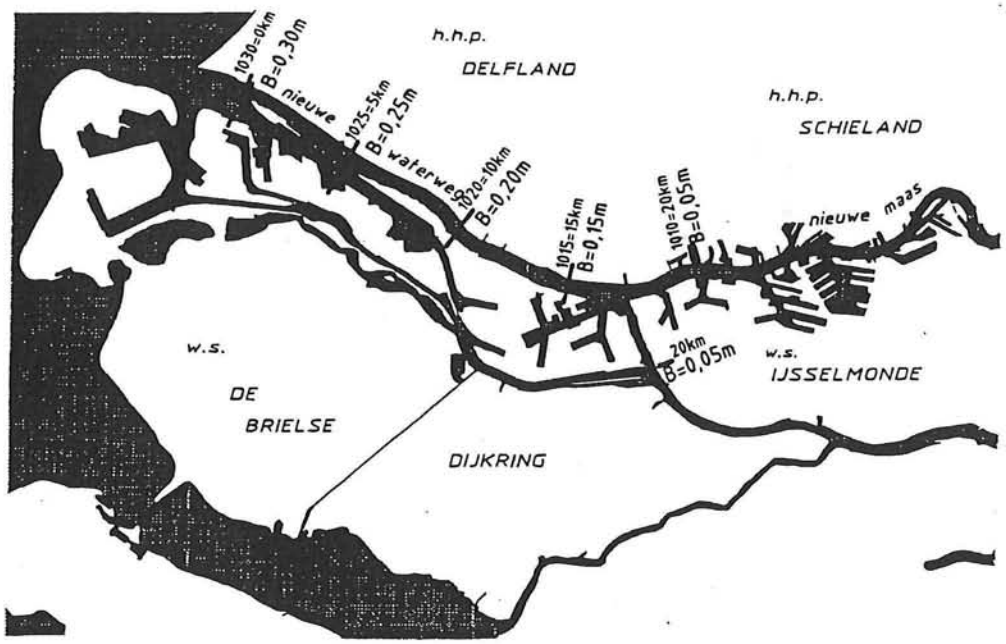
figuur 8,6 Relatie golfhoogte-waakhoogte bij overslagdebieten van 10, 1 en 0.1l/s per m' dijk [lit 21a].

golfoploopcriterium een gangbare eis met betrekking tot de kruinhoogte. Beter is het om het overslagcriterium te gebruiken, omdat de hoeveelheid overslaand water de kans op schade bepaald.
Ook bij rivierdijken zou de 2% golfoploophoogte als ontwerpcriterium voor de kruinhoogte kunnen worden gebruikt. De hoeveelheden overslag zijn dan echter wel zeer 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.

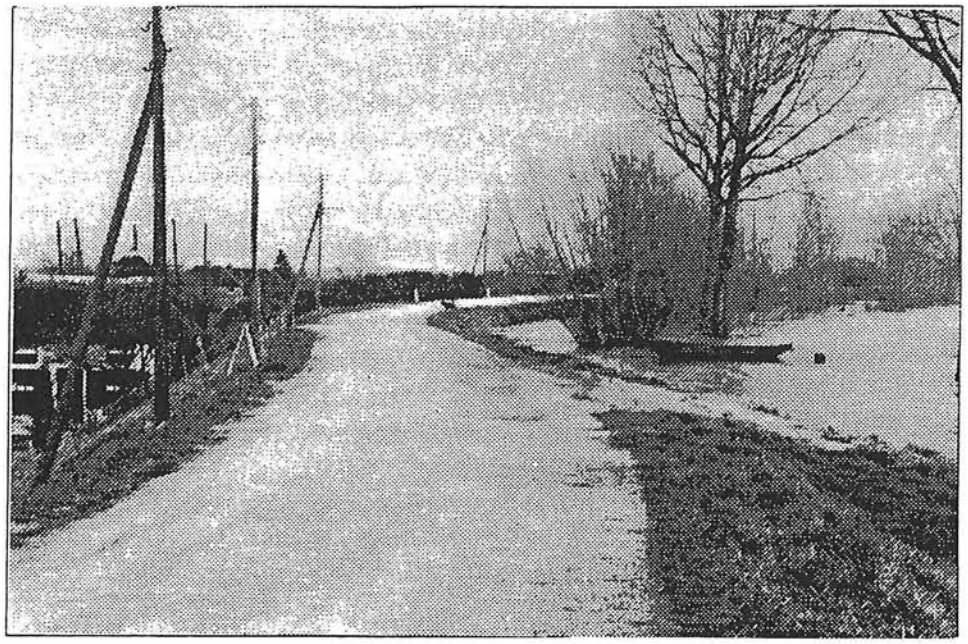
De golfoverslag wordt meestal gekarakteriseerd door een in de tijd gemiddeld overslagdebiet $\bar{q}$ per strekkende meter dijk. Dit debiet is afhankelijk van de golfhoogte, de golfsteilheid, de taludhelling en de aanwezige waakhoogte. Er is een relatie met het percentage overslaande golven. Praktijkmetingen van overslagdebieten zijn niet beschikbaar. Uit de resultaten van verschillende modelonderzoeken kan echter globaal een relatie tussen al deze factoren worden afgeleid (zie figuur 8.5).

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 uit te gaan van de in figuur 8.5 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 figuur 8.6, voor $\bar{q}$ = 10, 1 en 0,1 l/s per m' bij een taludhelling van 1:3 en een golfsteilheid van ongeveer 5%
Figuur 8.6 geeft ook het verband aan tussen waakhoogte en significante golfhoogte, op basis van het 2% golfoploopcriterium, voor kleine golven.
Voor relatief zware zeegang, met golven van enkel meters hoog, zal de gehanteerde 2%-golfoploop een overslagdebiet opleveren in de orde van 1l/s per m. Dit wordt ongeveer 0,1 l/s bij lage golven, zoals is het rivierengebied. Gaat men ook in het rivierengebied uit van 1 l/s per m, dan levert dat een reductie op van de vereiste waakhoogte overigens met inachtneming van de minimale vereiste waakhoogte, van 0,50 m. Welk criterium van toepassing is, hangt uiteraard ook af van de constructie van de dijk en de eventuele bebouwing. In bepaalde gevallen, zoals bij verdedigde kruin en binnenbelopen, kan soms 10 l/s per m worden aangehouden.

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.



figuur 8,7 De waarde van buistoten en buioscillaties voor het benedenrivierengebied in Nederland.



Rivierhoogwater van maart 1988. Het maatgevend hoogwater is nog ca. 1m hoger.

Voorbeeld 6

Gegeven:

golfgegevens: $H_s = 2\ m \quad L_o = 40\ m \quad T_p = 5\ s$

talud: tanα = 1/3

bovenkant dijk t.o.v. stormvloedpeil z = 5 m

Gevraagd: Het gemiddeld golfoverslagdebiet

Oplossing:

gebruik de grafiek van figuur 8.5

Bij aanname dat de golfhoogte Rayleigh verdeeld zijn geldt: $\overline{H} = \frac{H_s}{1,6}$

aangenomen wordt: $\overline{T} = T_p$

$$x = \frac{z \cdot \cot\alpha}{\sqrt{\overline{H} \cdot L_o}} = \frac{5 \cdot 3}{\sqrt{1,25 \cdot 40}} = 2,12 \quad \rightarrow \quad y \approx 10^{-3}$$

$$\overline{q} = \frac{y \cdot 0,1 \cdot \overline{H} \cdot L_o}{\overline{T} \cdot \sqrt{\cot\alpha}} = 6 \cdot 10^{-4}\ m^3/s = 0,6\ l/s$$

8.2.4 Bui-oscillaties en Buistoten

De Deltacommissie heeft een formule gegeven voor de bijdrage van buistoten en bui-oscillaties aan de waakhoogte van waterkeringen in het Nederlandse benedenrivierengebied.

Deze formule luidt:

$$\Delta H = \frac{B}{B + \alpha R_{2\%}} \cdot B$$

waarin: B = grootte van de buistoot

$R_{2\%}$ = het gedeelte van de totale waakhoogte dat nodig is voor de golfoploop

α = gewichtscoëfficiënt ($0 \leq \alpha \leq 1$)

Voor het benedenrivierengebied is een waarde α = 0,2 aangehouden. De waardes voor B in Centraal Nederland staan gegeven in figuur 8.7. De groottes van buistoten in het Nederlandse kustgebied op verschillende lokaties staan gegeven in tabel 8.2.

Tabel 8.2 De grootte van Buistoten in het Nederlandse kustgebied

Plaats	Verhoging in cm
Aan de kust	50 à 60
In de mondingen de zeearmen	30
5 à 15 km landinwaarts op de zeearmen	15
Waddenzee en Eemsmond	10
20 km landinwaarts op de zeearmen	5

Voorbeeld 7

Gegeven:

De situatie zoals gegeven bij voorbeeld 5.

B = 0,50 m en $\alpha = 0,2$

Gevraagd: De aan te houden toeslag op de waakhoogte in verband met waterstandsvehoging door buistoten

Oplossing:

a. zonder tussenberm

$$\Delta H = \frac{0,50}{0,50 + 0,2 \cdot 5,33} \cdot 0,50 = 0,16\ m$$

b. met tussenberm

$$\Delta H = \frac{0,50}{0,50 + 0,2 \cdot 4,00} \cdot 0,50 = 0,19\ m$$

8.3 AANLEGHOOGTE

Gedurende de planperiode (50 jaar) mag de kruinhoogte nooit lager zijn dan de berekende minimaal vereiste kruinhoogte (dijktafelhoogte). Dit betekent dat bij de aanleg van de dijk een overhoogte moet worden aangebracht in verband met te verwachten vervormingen in de loop der tijd.

Er worden twee soorten vervormingen onderscheiden, te weten:

- verticale vervorming (zettingen en klink)
- horizontale vervormingen.

8.3.1 Zettingen

In hoofdstuk 7 is de samendrukbaarheid van grond al aan de orde geweest - als een tijdsafhankelijk verschijnsel.
Bij de aanleg van een dijk zijn we geïnteresseerd in de overhoogte die moet worden aangebracht voor de gehele planperiode. De totale zetting voor deze planperiode is dus van belang en niet zozeer het verloop van de zetting in de tijd. De zetting over deze periode van een grondlaag (h) kan worden berekend met de formule van Keverlingh-Buisman (Terzaghi - Koppejan):

$$\frac{\Delta h}{h} = \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \cdot \log\left(\frac{t}{t_0}\right)\right) \ln\left(\frac{P_0+\Delta P}{P_0}\right)$$

Door voor alle grondlagen, waarin de relatieve spanningstoename

$\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$ substantieel is, de zetting te berekenen en te sommeren, kan de totale zetting worden bepaald. Deze berekende zetting moet worden gezien als een verwachtingswaarde waar de werkelijke zetting aanzienlijk van kan afwijken door onzekerheden in de coëfficiënten C_p en C_s, in de berekende relatieve spanningsverhoging en in de formule op zich. De formule beschrijft in feite alleen een ééndimensionale samendrukking, maar wordt hier toegepast voor twee- en driedimensionale situaties.
De spanningstoename in de ondergrond kan voor verschillende plaatsen in de grond worden geschat met behulp van de lineaire elasticiteitstheorie. Op basis van deze theorie zijn voor verschillende belastingstypen tabellen gemaakt voor de belastingsspreiding in een oneindige halfruimte (tweedimensionaal).
Voor deze tabellen wordt verwezen naar de "Leidraad voor het ontwerp van rivierdijken - deel 1".

Een deel van de zettingen komt al tot stand tijdens de uitvoering. Door het volgen van deze zetting met behulp van zakbaken kan inzicht worden verkregen in de nauwkeurigheid van de berekende zettingen. Tevens kan bij de uiteindelijk op te leveren kruinhoogte rekening worden gehouden met de reeds opgetreden zetting.

Opmerking:
Door de spreiding van belastingen zal ook de naaste omgeving van een dijk onderhevig zijn aan zettingen. Dit kan leiden tot ongelijkmatige zettingen van funderingen, extra belastingen op paalfunderingen ten gevolge van negatieve kleef en scheuren in langsliggende wegen.

8.3.2 Klink

Bij de aanleg van een dijk kan de grond die wordt gebruikt als bouwmateriaal zelden of nooit volledig worden verdicht. Dit heeft als gevolg dat onder invloed van het eigen gewicht en eventuele verkeersbelastingen op den duur een verdere verdichting van het dijklichaam plaatsvindt. Dit verschijnsel staat bekend als "klink".
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.

Voor de praktijk is een nadere specificering van de grondsoort, het vochtpercentage, de wijze van verwerken en het gebruikte materieel noodzakelijk om een meer betrouwbare schatting te geven van de klink.

8.3.3 Horizontale vervorming

Naast de verticale vervormingen kunnen er horizontale vervormingen optreden in de ondergrond. Vooral in het geval er dikke slappe lagen (veen) voorkomen, bestaat er het gevaar van zijdelingse wegpersing van het slappe materiaal. Ten gevolge van de horizontale vervorming van de slappe lagen zal de kruinhoogte afnemen. Bij grote vervorming wordt ook de stabiliteit in gevaar gebracht.
In het geval horizontale vervorming verwacht wordt, kan de zetting van de kruin niet meer berekend worden met behulp van de één-dimensionale samendrukkingsvergelijking van Keverlingh-Buisman. Er zijn echter computermodellen beschikbaar, waarin het elasto-plastische gedrag van grond volgens Mohr - Coulomb is verdisconteerd (bijvoorbeeld Plaxis, waarmee tweedimensionale analyses kunnen worden).

Opmerking:
Door zijdelingse wegpersing van de ondergrond kunnen horizontale belastingen ontstaan op funderingen van eventueel bestaande bouw in de naaste omgeving van de dijk.

9. STABILITEIT

9.1 MECHANISMEN

Met betrekking tot de stabiliteit van een dijk worden vier mechanismen onderscheiden, te weten:

1. instabiliteit van het binnentalud
2. instabiliteit van het buitentalud
3. instabiliteit van de dijk door grote horizontale vervormingen van de ondergrond
4. instabiliteit door zettingsvloeiingen.

Instabiliteit van het binnentalud is een mechanisme dat vooral kan optreden bij hoge waterstanden.

Instabiliteit van het buitentalud heeft de grootste kans van optreden na een lange periode van hoog water, wanneer de buitenwaterstand weer gedaald is en de grondwaterstand in de dijk nog niet aangepast is aan deze situatie.

Instabiliteit van de dijk door grote horizontale vervormingen van de ondergrond kan optreden in het geval er dikke slappe lagen (veen) voorkomen in de ondergrond. Dit mechanisme kan optreden tijdens de uitvoering van de ophoging. Doordat het water in de slappe laag niet snel kan afstromen tijdens het aanbrengen van de ophoging, nemen de waterspanningen sterk toe. Hierdoor blijft de schuifsterkte van de grond achter bij de toename van de belastingen en kunnen grote vervormingen ontstaan.

Instabiliteit door zettingsvloeiingen kan optreden bij dijken op zandgronden met losse pakking. Als in dit zand een evenwichtsstoornis optreedt (ten gevolge van bijvoorbeeld trillingen of doordat ten gevolge van erosie een geulwand te steil wordt en afschuift of na een hoge waterstand, als uittredend water een geulwand erodeert) zal het losgepakte zand een dichtere pakking aannemen, waardoor het poriënvolume afneemt. Het water, dat zich in de poriën bevindt, kan niet voldoende snel wegstromen. De verhoogde waterspanning plant zich in het massief voort en doet de korrelspanning en daarmee de schuifsterkte afnemen. De grondmassa gaat zich dan als een zware vloeistof gedragen en vloeit uit. Een dergelijke zettingsvloeiing kan de erboven gelegen dijk meesleuren.

9.2 WATERSPANNINGEN EN GRONDWATERSTROMING BIJ DE BEOORDELING VAN DE STABILITEIT

Bij de beoordeling van de stabiliteit van dijken spelen de waterspanningen een grote rol. De waterspanningen zijn afhankelijk van het stroombeeld door en onder de dijk. Dit stroombeeld is in hoge mate afhankelijk van:

- de doorlatendheid en de geometrie van het dijklichaam
- de laagopbouw van de ondergrond en de doorlatendheid van de lagen
- de waterstand buitendijks
- de waterstand binnendijks (polderpeil).

Afhankelijk van het verloop van de buitendijkse waterstand in de tijd en de doorlatendheid van de dijk en de lagen in de ondergrond, is er sprake van:
- stationaire grondwaterstroming
- niet stationaire grondwaterstroming.

Bij stationaire stroming is er sprake van een evenwichtstoestand, het stroombeeld verandert niet (gedurende een bepaalde periode). De waterbeweging laat zich beschrijven met de wet van Darcy. De bewegingsvergelijking en de continuïteitsvergelijking resulteren in een differentiaalvergelijking voor de grondwaterpotentiaal (stijghoogte).
Het oplossen van deze differentiaalvergelijking kan bij gegeven binnen- en buitendijkse waterstanden op verschillende wijzen worden opgelost, te weten:
- grafisch: door het schetsen van een vierkant net
- analoge modellen: door het gebruik van spleetmodellen, modellen uit de electriciteitsleer of modellen uit de warmteleer
- analytisch: slechts enkele gevallen kunnen analytisch worden opgelost
- numeriek: met behulp van de hedendaagse computers kunnen ingewikkelde grondwaterstromingsproblemen snel worden opgelost met numerieke modellen.

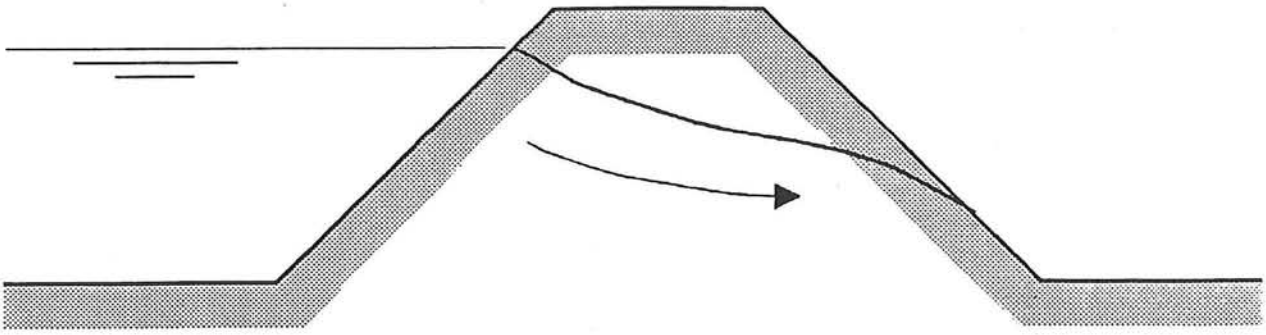
In dit dictaat zal verder niet worden stilgestaan bij het oplossen van de differentiaalvergelijking.

Bij niet-stationaire grondwaterstroming verandert het stroombeeld in de tijd. Net als bij niet-stationaire stroming in waterlopen speelt ook nu de bergingscapaciteit een grote rol.
Door de berging in de grond ontstaat een demping en een vertraging van de aanpassing van de grondwaterstand aan de buitenwaterstand.
Bij grondwaterstroming worden twee soorten berging onderscheiden, te weten:
- freatische berging
- elastische berging.

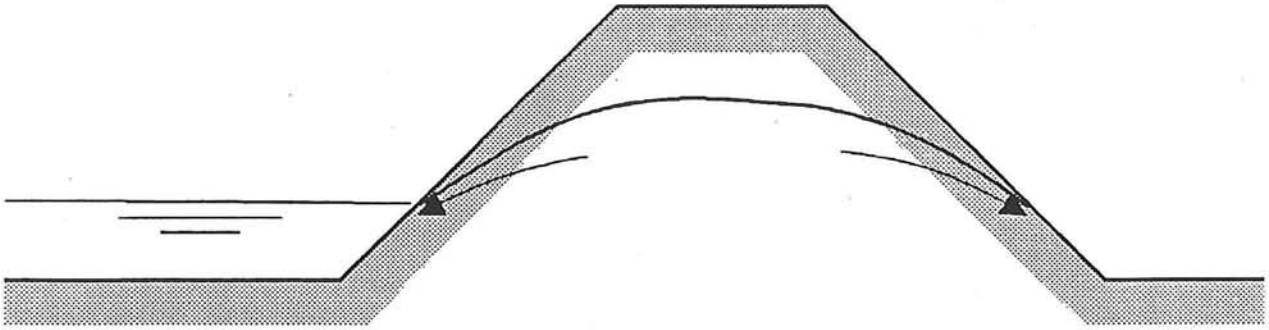
Toename van de freatische berging treedt op bij een stijgende vrije grondwaterspiegel, doordat holle ruimten in het korrelskelet van de grond met water gevuld raken. De kenmerkende parameter voor freatische berging is de porositeit n van de grond. Daar echter nooit alle poriën geheel met water worden gevuld, gebruikt men in dit verband een zogenaamde effectieve porositeit.

Toename van de 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. Neemt de grondwaterspanning af dan doet zich het omgekeerde voor; zoals bijvoorbeeld bij consolidatie en bemaling.

In klei of bij een gelaagde grondopbouw is vooral de elastische berging van belang. Bij freatisch water in een zandpakket is de elastische berging te verwaarlozen ten opzichte van de freatische berging. Bij spanningswater in zand heeft de elastische



figuur 9,1 De maximale buitenwaterstand en de minimale binnenwaterstand zijn maatgevend voor de beoordeling van de stabiliteit van het binnentalud [lit].



figuur 9,2 De situatie van laag water na een periode van hoog water is maatgevend voor de beoordeling van de stabiliteit van het buitentalud [lit].

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

Er zijn slechts zeer weinig gevallen van niet-stationaire grondwaterstroming die analytisch kunnen worden beschreven. Er zijn echter computermodellen beschikbaar voor zowel stationaire als niet-stationaire grondwaterstroming. De rekentijd voor niet-stationaire stroming bij complexe geometrie kan aanleiding zijn om bij de eerste ontwerpberekening de situatie te schematiseren als stationair bij een aantal voorkomende waterstanden.

In tabel 9.1 staat voor een aantal gevallen of gerekend dient te worden met een model voor stationaire stroming of voor niet stationaire stroming.

Tabel 9.1 Modelkeuze grondwaterstroming

Plaats	Stabiliteit binnentalud	Stabiliteit buitentalud
Dijk in het bovenrivierengebied	stationair	niet stationair
Dijk in het benedenrivierengebied	niet-stationair/stationair	niet stationair
Dijk aan de kust	niet-stationair/stationair	niet stationair

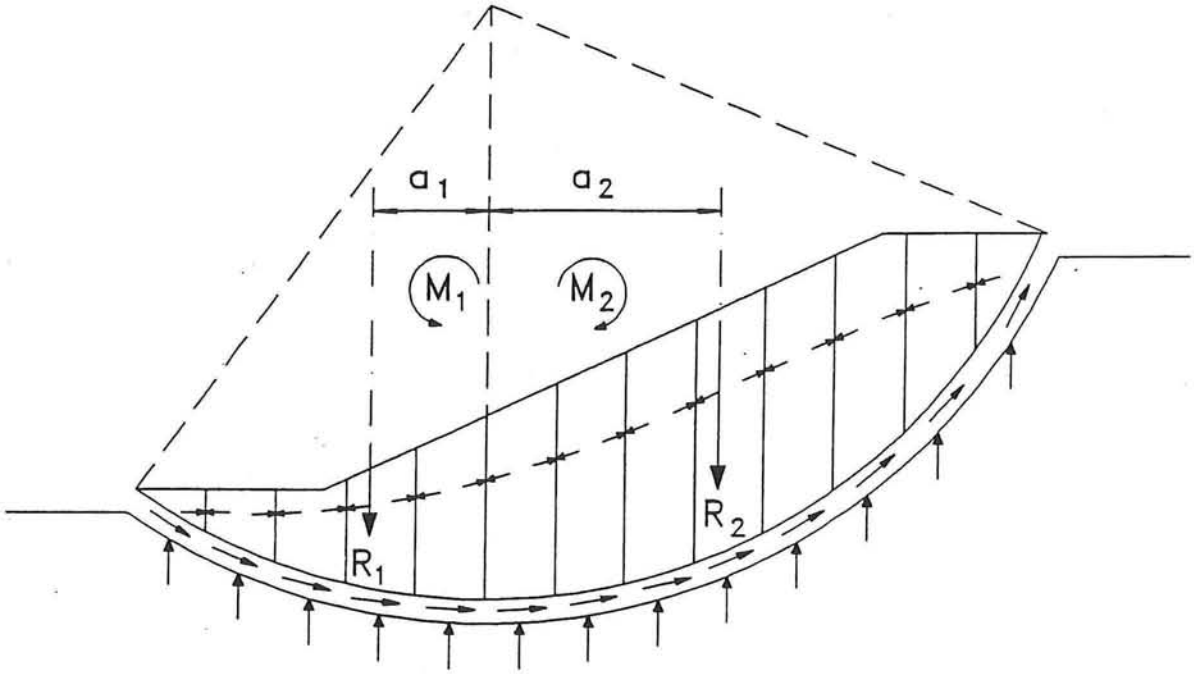
Opmerking:
Voor de controle van de stabiliteit van het binnentalud mag in alle gevallen met een stationair grondwaterstromingsbeeld als bovengrens gerekend worden.
De in rekening gebrachte waterdrukken bij de aangenomen stationaire toestand met de maximale buitenwaterstand zijn altijd hoger dan de werkelijke waterdrukken bij de niet-stationaire toestand.
In het geval een uitgekiend ontwerp verlangd wordt, kan beter gekozen worden voor een niet stationair grondwaterstromingsmodel.

9.3 BELASTINGEN

De belastingen op een dijk zijn afhankelijk van de situatie (plaats en functies van de dijk). In dit hoofdstuk zal een aantal belastingen worden gegeven die algemeen van toepassing zijn. Belastingen ten gevolge van aardbevingen en hierdoor veroorzaakte vloedgolven en dergelijke vallen buiten het bestek van dit dictaat, doch kunnen bij een ontwerp van belang zijn.

9.3.1 Waterstanden

Bij de beoordeling van de stabiliteit van het binnentalud is de maximale buitenwaterstand en een minimale binnenwaterstand maatgevend (zie figuur 9.1). De duur van de maximale buitenwaterstand bepaalt de modelkeuze voor de berekening van de grondwaterspanningen.



figuur 9,3 Principe van een glijvlakberekening.

Bij de beoordeling van de stabiliteit van het buitentalud is over het algemeen de situatie van laag water buiten de dijk na een lange periode van hoog water maatgevend. In deze situatie is er sprake van uittredend grondwater (zie figuur 9.2).

Bij de beoordeling van de stabiliteit met betrekking tot zijdelings wegdrukken van de ondergrond is meestal de situatie met maximale waterstanden aan weerszijde van de dijk maatgevend.

9.3.2 Verkeersbelasting

De kruin of binnenberm van een dijk wordt dikwijls gebruikt als verkeersweg. De belastingen die hier uit voortvloeien hebben een dynamisch karakter. Bij de beoordeling van de stabiliteit van de taluds kan de verkeersbelasting geschematiseerd worden als een statische bovenbelasting. Bij het voorkomen van losgepakte zandlagen zijn ook de trillingen ten gevolge van de verkeersbelasting van belang. Door trillingen kan het losgepakte zand een dichtere pakking aannemen, waardoor het poriënvolume afneemt en zettingsvloeiingen kunnen optreden.

9.3.3 Constructies en begroeiing

Bij de beoordeling van de stabiliteit van de taluds van een dijklichaam kunnen constructies en begroeiing worden beschouwd als statische belastingen. Windstoten op constructies die gefundeerd zijn in het dijklichaam dienen te worden gezien als dynamische belastingen op de constructie, echter voor de stabiliteit van het dijklichaam kunnen zij worden geschematiseerd als statische belasting.

9.4 CONTROLE VAN DE STABILITEIT

9.4.1 Glijvlakkenmethode

De stabiliteit van het talud kan worden gecontroleerd met behulp van de glijvlakkenmethode.
Bij de glijvlakkenmethode wordt een bezwijkvorm van het talud gekozen. De meeste methoden gaan uit van cirkelvormige glijvlakken, maar ook anders gevormde glijvlakken zijn mogelijk. Bij de glijvlakkenmethode wordt het grondlichaam twee dimensionaal geschematiseerd, in de richting loodrecht op de doorsnede wordt het glijvlak oneindig lang verondersteld.
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 van de glijcirkel geeft de kracht Q een aandrijvend moment $M_a = a\ Q$ (figuur 9.3).
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 weerstandbiedend 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.
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 onbepaald karakter van de constructie niet uit de evenwichtsvoorwaarden alleen af te leiden. Daar het niet mogelijk is de vormverandering in de beschouwing te betrekking, 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.
De betrouwbaarheidsfunctie, die bij een glijvlak (bezwijkmechanisme) hoort, is:

$$Z = M_{rm} - M_a \quad (= R - S)$$

De grenstoestand voor een glijvlak wordt beschreven door:

$$M_{rm} - M_a = o$$

of

$$\frac{M_{rm}}{M_a} = 1$$

In de praktijk wordt de stabiliteit van het talud in de ontwerpfase deterministisch bekeken.

Als voorwaarde wordt dan gesteld:

$$\frac{M_{rm}}{M_a} = \gamma$$

waarin: γ = stabiliteitsfactor

De grootte van de vereiste stabiliteitsfactor is afhankelijk van de onzekerheden in de belastingen en de grondmechanische parameters. Omdat het niet mogelijk is om het schuifvlak met de kleinste γ op voorhand aan te wijzen, moet bij deze methode op iteratieve wijze naar het meest waarschijnlijke afschuifmechanisme worden gezocht.

In twee gevallen dient aan de stabiliteitsbeoordeling extra aandacht te worden besteed: bij grote verschillen in stijfheid van het materiaal in en direct onder het



Afschuiving van een kort daarvoor aangebracht dijklichaam bij Streefkerk.

dijklichaam enerzijds en het materiaal in de ondergrond buiten het dijklichaam anderzijds en bij relatief hoge waterdrukken in het zandpakket onder de slappe lagen achter de dijk, een situatie met kans op "opdrijven". In beide gevallen kan niet worden volstaan met een stabiliteitsberekening op basis van de glijvlakmethode zoals beschreven. De stabiliteitsberekening moet dan worden uitgevoerd met een aangepaste glijvlakmethode. Maar in plaats van met de aangepaste glijvlakmethode kan de stabiliteitsanalyse ook worden uitgevoerd met behulp van eindige elementenmethode.

9.4.2 **Controle van het gevaar voor zijdelings wegpersen van slappe lagen of "squeezing"**
In CUR-rapport 162 "Construeren met grond" wordt een aantal rekenmethoden beschreven, waarmee het gevaar van squeezing kan worden gecontroleerd. In dit dictaat zal verder niet worden ingegaan op deze methode.

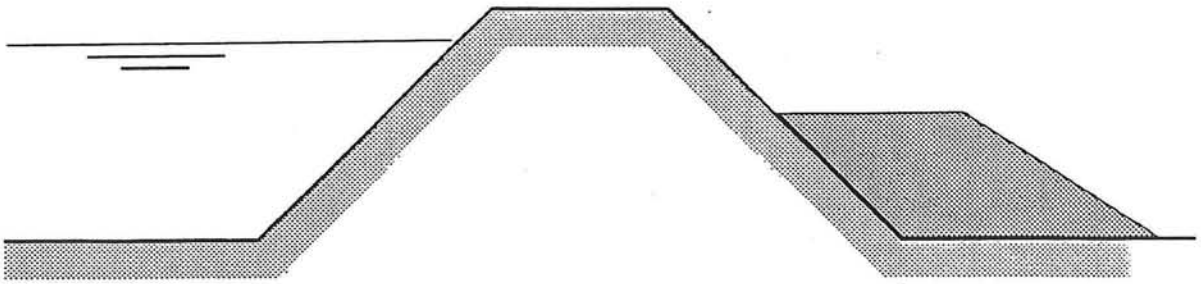
9.4.3 **Eindige-elementenmethode**
Met de hiervoor beschreven methode kan alleen de stabiliteit van een grondlichaam worden beschouwd met betrekking tot het ontstaan van een afschuifvlak met een vooraf bepaalde vorm. Indien het spanning-vervormingsgedrag van de grond in de ophoging en de grondlagen onder en naast de ophoging bekend is, dan is het mogelijk om met de eindige-elementenmethode de vervormingen te berekenen bij een gegeven belasting. Een groot voordeel van deze methode is dat automatisch de bezwijkvorm met de grootste waarschijnlijkheid volgt uit de vervormingen.

Het gedrag van slappe lagen onder en naast de dijk kan met behulp van de eindige elementenmethode worden onderzocht. De theoretische achtergronden van de eindige elementenmethode zullen hier niet worden behandeld, daarvoor wordt verwezen naar de handleidingen van diverse computermodellen (bijv. Plaxis).

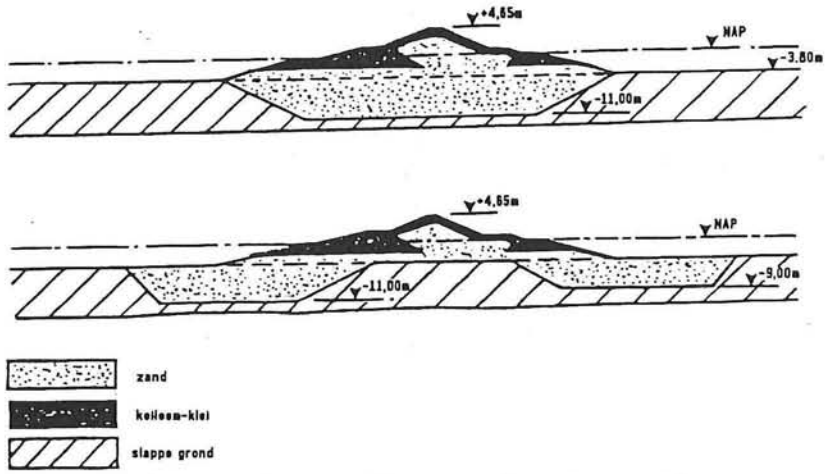
9.4.4 **Stabiliteit tijdens de bouwfase**
Naast de beoordeling van een ontwerp voor de eindsituatie, dient ook de stabiliteit gedurende de verschillende uitvoeringsfasen te worden berekend. Dat is om twee redenen van belang: ten eerste om na te gaan of ook in de bouwfase de veiligheid tegen dijkdoorbraak als gevolg van instabiliteit voldoende gewaarborgd is en vervolgens om na te gaan of het beoogde ontwerp inderdaad technisch realiseerbaar is en in welk tempo de diverse ophoogslagen kunnen worden aangebracht.
De situatie tijdens de uitvoering van dijkversterkingswerkzaamheden is met betrekking tot grondmechanische instabiliteit vaak onveiliger dan de eindtoestand; dat komt door de tijdens het ophogen gegenereerde wateroverspanningen in de ondergrond, die slechts langzaam afnemen.

De kans op instabiliteit wordt sterk beïnvloed door het tempo waarin de ophogingen worden aangebracht, en kan beter worden ingeschat naarmate men meer zekerheid heeft omtrent het verloop van de wateroverspanningen.

Het vaststellen van de toelaatbare kans op instabiliteit tijdens de uitvoering wordt, vanuit een oogpunt van economische optimalisering, bepaald door de kosten van uitvoering enerzijds en de verwachte schade anderzijds. Een laag tempo heeft hoge bouwkosten tot gevolg, maar het risico stijgt naarmate de kans op instabiliteit



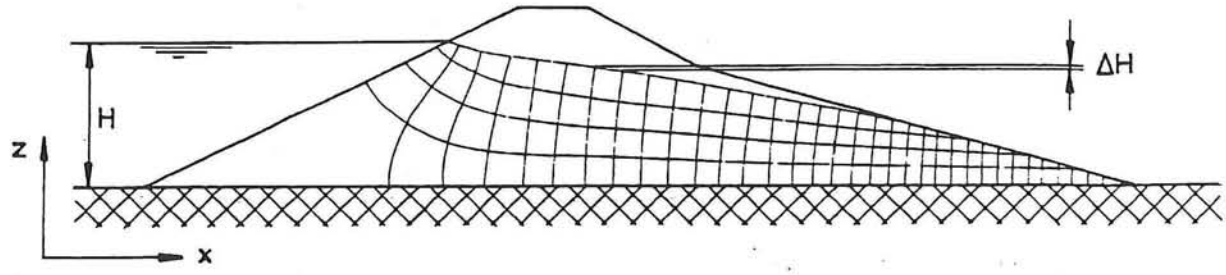
figuur 9,4 Het aanbrengen van een steunberm aan de binnenzijde van het talud om afschuiving langs een dieper gelegen glijvlak te voorkomen.



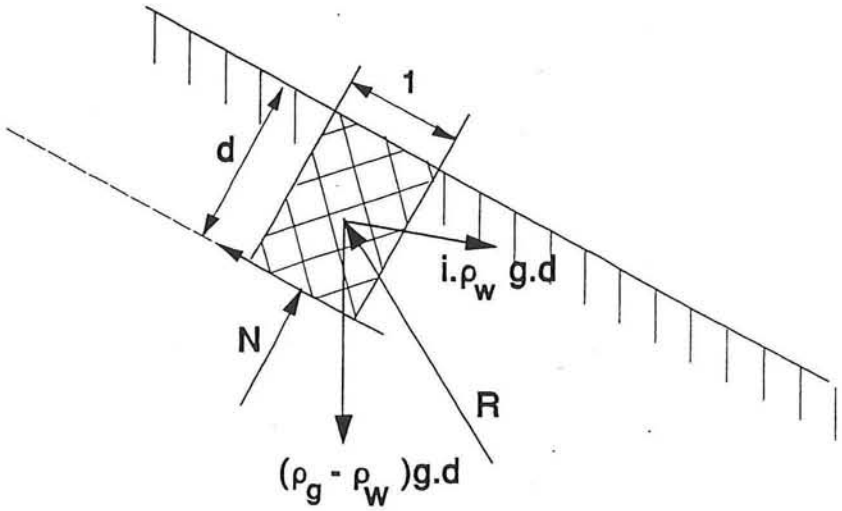
figuur 9,5 Dwarsdoorsneden over de meerdijk van de Noordoostpolder.



Afschuiving als een gevolg van zettingsvloeiing.



figuur 10,1 Stroom- en equipotentiaallijnen voor een doorlatende dijk op een ondoorlatende zool [lit 1].



figuur 10,2 De krachten die op een blokje grond in het talud werken [lit 2].

toeneemt. Daarnaast moeten randvoorwaarden in acht worden genomen ten aanzien van de veiligheid tegen inundatie.
Het vraagstuk van de toelaatbare kans op instabiliteit en de daarbij aan te houden randvoorwaarden is nog steeds onderwerp van onderzoek.

9.5 MAATREGELEN TER VERGROTING VAN DE STABILITEIT IN DE GEBRUIKSFASE

Met de hiervoor beschreven methoden kan de stabiliteit van een dijklichaam worden gecontroleerd. Indien de veiligheid met betrekking tot het maatgevende mechanisme niet voldoende is, zal men zoeken naar maatregelen om de stabiliteit te vergroten.

In het geval er gevaar bestaat op het afschuiven van een talud zal doorgaans worden besloten om de helling van het talud kleiner te maken. Indien er een grote kans aanwezig is op het afschuiven langs een dieper gelegen schuifvlak kan het aanbrengen van een berm op het talud oplossing bieden (zie figuur 9.4).
Bij het voorkomen van een dikke slappe laag, waarbij het gevaar van zijdelings wegpersen aanwezig is, kan worden besloten tot het gedeeltelijk weghalen van de slappe grond en vervangen door goed draagkrachtig materiaal (zie figuur 9.5).
Soms kan ook het bewust "doorpersen" van een zandophoging een oplossing bieden.

Het gevaar van zettingsvloeiingen kan worden verminderd door het verdichten van de zandlaag met een slechte pakking alvorens de dijk aan te brengen. Dit is echter alleen mogelijk indien het gaat om het aanleggen van een nieuwe dijk en gevallen waarbij de klink van de zandlaag geen problemen oplevert voor de omgeving. Dit verdichten is een kostbaar werk met speciale trilconstructies om het zand op diepte te verdichten. In het algemeen zal men de kans op zettingsvloeiingen trachten te beperken door de belastingspreiding te vergroten door het toepassen van flauwe taluds. Belastingen die trillingen veroorzaken (verkeer) zullen ook het liefst worden uitgesloten.

10. EROSIE

10.1 INLEIDING

Onder erosie wordt verstaan het afslijten van het dijklichaam ten gevolge van transport van materiaal door:

- golfaanval en golfoverslag
- grondwaterstroming
- langsstroming.

Met betrekking tot deze belastingen kan een viertal mechanismen in beschouwing worden genomen, te weten:

- erosie van het binnentalud door overslaand water (zie 8.2.2)
- micro-instabiliteit van het binnentalud ten gevolge van uittredend grondwater
- piping onder de dijk
- erosie van het buitentalud ten gevolge van golfaanval
- erosie van het voorland
- opbarsten van afsluitende lagen achter de waterkering.

10.2 MICRO-INSTABILITEIT VAN HET BINNENTALUD

Ten gevolge van zware regenval, golfoverslag en hoge waterstanden kan erosie optreden van het binnentalud. Het gevaar van erosie ten gevolge van golfoverslag is reeds aan de orde geweest bij de bepaling van de kruinhoogte.
Bij zware regenval kan door de oppervlakte-afvoer van het regenwater het binnentalud plaatselijk eroderen. Dit uit zich door het ontstaan van geulen in het talud. Over het algemeen biedt een grasmat voldoende bescherming tegen deze vorm van erosie.

Bij hoge waterstanden is er meestal sprake van grondwaterstroming door het dijklichaam (zie figuur 10.1). In 9.2 is de grondwaterstroming reeds aan de orde geweest. Met de daar genoemde modellen (stationair, niet-stationair) kan het stromingsbeeld worden bepaald.
Ten gevolge van de stromingsdrukken kan de stabiliteit van een gronddeeltje op het talud in gevaar komen.

Er worden twee mechanismen onderscheiden, te weten:

- uitspoeling van deeltjes
- afschuiving langs rechte glijvlakken, evenwijdig aan het talud.

Bij uitspoeling van deeltjes gaat het om verstoring van het krachtenevenwicht loodrecht op het talud en bij afschuiving langs rechte glijvlakken gaat het om het krachtenevenwicht evenwijdig aan het talud.

10.2.1 Krachten op een gronddeeltje in het talud

De krachten die op een blokje grond - met eenheidsvolume - in het talud werken, zijn (figuur 10.2):

- het eigen gewicht: $\rho_g \cdot g$
- opwaartse druk: (deeltjes onder water) $\rho_w \cdot g$
- stromingskracht: $\rho_w \cdot g \cdot i$
- reactiekracht R van de grond, te splitsen in een normaalkracht N en een wrijvingskracht $W = c + N \cdot \tan\varphi$ in het glijvlak

De opwaartse druk en het eigen gewicht van het blokje grond kunnen worden gecombineerd tot het gewicht:

$$G = (\rho_g - \rho_w) \cdot g$$

Deze kracht kan worden ontbonden in een kracht loodrecht op het talud en een kracht evenwijdig aan het talud:

$$G_\perp = (\rho_g - \rho_w) \cdot g \cdot \cos\alpha$$

$$G_{//} = (\rho_g - \rho_w) \cdot g \cdot \sin\alpha$$

waarin: α = taludhoek

De stromingskracht wordt in richting en grootte bepaald door het verhang van de grondwaterstroming. De richting en de grootte van het verhang volgen uit het stroombeeld.
Ook de stromingskracht kan worden ontbonden in een richting loodrecht op het talud en evenwijdig aan het talud:

$$I_\perp = i \cdot \rho_w \cdot g \cdot \cos\beta$$

$$I_{//} = i \cdot \rho_w \cdot g \cdot \sin\beta$$

waarin: β = de hoek waaronder het grondwater uittreedt ten opzichte van de loodlijn op het talud.

10.2.2 Lokaal afschuiven

Voor afschuiving evenwijdig aan het talud zijn de volgende krachten van belang:

- de aandrijvende kracht:

$$T = G_{//} + I_{//}$$

$$T = (\rho_g - \rho_w)\ g \sin\alpha + i \cdot \sin\beta\ \rho_w g$$

- de weerstandbiedende kracht:

$$W = c + (G_\perp - I_\perp) \cdot \tan\varphi$$

$$W = c + [(\rho_g - \rho_w)\ g \cos\alpha - i \cdot \cos\beta\ \rho_w g]\ \tan\varphi$$

Om het mechanisme afschuiven voldoende uit te sluiten moet gelden

$$Z = W_d - T_d \geq 0.$$

Hierin zijn W_d en T_d de rekenwaarden voor de weerstandbiedende en de aandrijvende kracht. Deze volgen uit W en T na toepassing van de zogenaamde partiële veiligheidsfactoren, te weten: de materiaalfactor γ_m, de schadefactor γ_n en de gevoeligheidsfactor γ_d (zie ook 5.1).
In formulevorm is dit:

$$W_d = \frac{c}{\gamma_m} + \left(\frac{\rho_g - \rho_w}{\gamma_m} g \cos\alpha - i \cdot \cos\beta \frac{\rho_w}{\gamma_m} g \right) \frac{\tan\varphi}{\gamma_m}$$

$$T_d = \gamma_n \gamma_d \left(\frac{\rho_g - \rho_w}{\gamma_m} g \sin\alpha + i \cdot \sin\beta \frac{\rho_w}{\gamma_m} g \right)$$

De geadviseerde waarden voor γ_m, γ_n en γ_d zijn gegeven in 10.2.4.
Voor de waarden van ρ, c en $\tan\varphi$ in deze formules moeten representatieve waarden genomen worden. Voor de waarden van $i \cdot \cos\beta$ en $i \cdot \sin\beta$ worden ontwerpwaarden gebruikt, die volgen uit berekeningen gebaseerd op ontwerpwaarden voor de geohydrologische 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.

10.2.3 Uitspoelen

Met betrekking tot het uitspoelen van deeltjes kan het evenwicht loodrecht op het talud beschouwd worden. In het geval de schuifweerstand langs de verticale vlakken van een blokje grond wordt verwaarloosd, zijn de volgende krachten van belang:

- aandrijvende kracht: $I_\perp = \rho_w \cdot g \cdot i \cdot \cos\beta$
- weerstandbiedende kracht: $G_\perp = (\rho_g - \rho_w) \cdot g \cdot \cos\alpha$

De rekenwaarden $I_{\perp d}$ en $G_{\perp d}$ worden gevonden na het invoeren van de verschillende partiële factoren:

$$I_{\perp d} = \gamma_n \gamma_d \cdot \rho_w \cdot g \cdot i \cdot \cos\beta$$

$$G_{\perp d} = \frac{\rho_g - \rho_w}{\gamma_m} \cdot g \cdot \cos\alpha$$

Er moet wederom gelden: $Z = G_{\perp d} - I_{\perp d} \geq 0$ om voldoende waarborg te geven tegen uitspoelen.

10.2.4 Toe te passen partiële veiligheidsfactoren γ_m, γ_n en γ_d

In de "leidraad voor het ontwerp van rivierdijken" wordt aanbevolen ten aanzien van afschuiven evenwijdig aan het talud de volgende factoren aan te houden:

$$\gamma_n = 1,1 \text{ en } \gamma_d = 1,1$$

Op grond van praktijkervaring wordt aanbevolen, bij verticaal uittredend water uit horizontale grondlagen geen groter verhang toe te laten dan $i = 0,5$ (zie 10.3.1). Invullen van de formules voor $I_{\perp d}$ en $G_{\perp d}$ voor dit geval geeft:

$$I_{\perp d} = \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \varrho_w \cdot g \cdot i$$

en

$$G_{\perp d} = \frac{\varrho_g - \varrho_w}{\gamma_m} \cdot g$$

Uit $G_{\perp d} \rangle I_{\perp d}$ volgt:

$$\frac{\varrho_g - \varrho_w}{\gamma_m \cdot \varrho_w} \cdot \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d} > i$$

indien:

$$\frac{\varrho_g - \varrho_w}{\gamma_m \cdot \varrho_w} \approx 1$$

geldt:

$$i < \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d}$$

Daarom wordt ten aanzien van uitspoeling van zanddeeltjes uit een talud aanbevolen, voor de factoren γ_n en γ_d uit te gaan van:

$$\gamma_n \gamma_d = 2,0$$

De waarde van γ_m wordt afhankelijk gesteld van de te beschouwen grondeigenschap en de wijze waarop deze is onderzocht (zie tabel 10.1)

Tabel 10.1 Materiaalfactoren toe te passen op karakteristieke waarden

	γ_m
volumieke massa - nat/droog (Q)	1,0
inwendige wrijving (tan φ)	
• zand (CP)*	1,15
(TP-CD)	1,15
• klei (CP)	1,15
(TP-CD-5%)	1,2
(TP-CU)	1,25
• veen (CP)	1,25
(TP-CU-5%)	1,3
(TP-CU)	1,3
• cohesie (c)	1,3

CP* = celproef
TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd
TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd
TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven, met maximaal 5% vervorming

Voorbeeld 8

Gegeven:

Een talud van loskorrelig materiaal met $\varphi = 35°$ en $c = 0$.

$\rho_g = 2000$ kg/m^3

$\rho_w = 1000$ kg/m^3

$\gamma_n = 1,1 \qquad \gamma_d = 1,1 \qquad \gamma_m = 1,15$

Gevraagd:

bepaal de maximaal toelaatbare hoek α van het talud, indien gegeven is dat het grondwater horizontaal uit het talud treedt ($\beta = 90° - \alpha$).

Oplossing:

Het verhang van het uittredende grondwater is $i = \tan\alpha$.

Invullen van de formules voor de krachten geeft:

$$W_d = \left(\frac{10000}{\gamma_m}\cdot\cos\alpha - \frac{10000}{\gamma_m}\cdot\tan\alpha\cdot\cos\beta\right)\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_m}$$

$$= \frac{10000}{\gamma_m^2}\cdot(\cos\alpha - \tan\alpha\cdot\sin\alpha)\cdot\tan\varphi$$

$$= \frac{10000}{\gamma_m^2}\cdot(1 - \tan^2\alpha)\cdot\cos\alpha\cdot\tan\varphi$$

$$T_d = \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\left(\frac{10000}{\gamma_m}\cdot\sin\alpha + \frac{10000}{\gamma_m}\cdot\tan\alpha\cdot\sin\beta\right)$$

$$= \frac{\gamma_n\cdot\gamma_d}{\gamma_m}\cdot 10000\cdot(\sin\alpha + \tan\alpha\cdot\cos\alpha)$$

$$= \frac{\gamma_n\cdot\gamma_d}{\gamma_m}\cdot 10000\cdot 2\tan\alpha\cdot\cos\alpha$$

$W_d \geq T_d$ geeft

$$\tan\varphi = \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\gamma_m\cdot\left(\frac{2\tan\alpha}{1 - \tan^2\alpha}\right) = \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\gamma_m\cdot\tan 2\alpha$$

$$\alpha = \frac{\arctan\left(\frac{\tan 35°}{1,1\cdot 1,1\cdot 1,15}\right)}{2} = 13,5°$$

Voorbeeld 9

Gegeven: Het talud van voorbeeld 8

Gevraagd: bepaal de maximaal toelaatbare hoek α van het talud, indien gegeven is dat het grondwater parallel aan het talud stroomt ($\beta = 90°$).

Oplossing: Het verhang van het grondwater is $i = \sin\alpha$. Invullen van de formules voor de krachten geeft:

$$W_d = \left(\frac{10000}{\gamma_m}\cdot\cos\alpha - \frac{10000}{\gamma_m}\cdot\sin\alpha\cdot\cos 90°\right)\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_m}$$

$$= \frac{10000}{\gamma_m^2}\cdot\cos\alpha\cdot\tan\varphi$$

$$T_d = \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\left(\frac{10000}{\gamma_m}\cdot\sin\alpha + \frac{10000}{\gamma_m}\cdot\sin\alpha\cdot\sin 90°\right)$$

$$= \frac{\gamma_n\cdot\gamma_d}{\gamma_m}\cdot 10000\cdot 2\sin\alpha$$

$W_d \geq T_d$ geeft

$$\tan\varphi = \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\gamma_m\cdot\left(\frac{2\sin\alpha}{\cos\alpha}\right) = \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\gamma_m\cdot 2\tan\alpha$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{\tan 35°}{1{,}1\cdot 1{,}1\cdot 1{,}15\cdot 2}\right) = 14°$$

Voorbeeld 10

Gegeven: Het talud van voorbeeld 8

Gevraagd: bepaal het maximaal toelaatbare verhang van het grondwater, indien gegeven is dat het grondwater loodrecht uit het talud stroomt ($\beta = 0°$) en dat de hoek van het talud is $\alpha = 14°$.

Oplossing: Invullen van de formules voor de krachten geeft:

$$W_d = \left(\frac{10000}{\gamma_m}\cdot\cos\alpha - \frac{10000}{\gamma_m}\cdot i\cdot\cos 0°\right)\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_m}$$

$$= \frac{10000}{\gamma_m^2}\cdot(\cos\alpha - i)$$

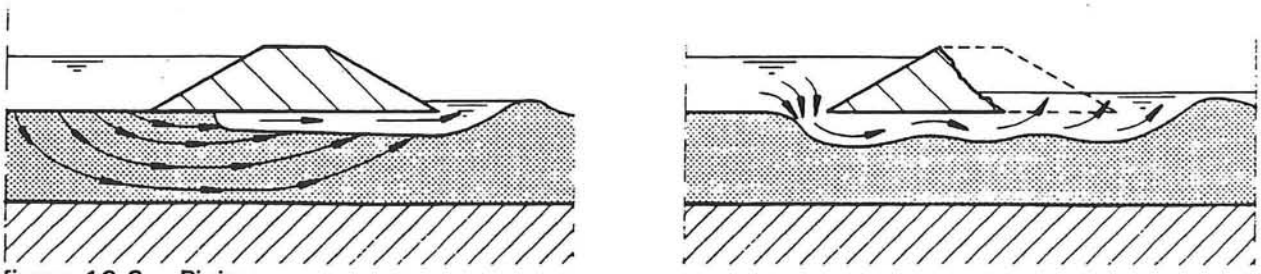
$$T_d = \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\left(\frac{10000}{\gamma_m}\cdot\sin\alpha + \frac{10000}{\gamma_m}\cdot i\cdot\sin 0°\right)$$

$$= \frac{\gamma_n\cdot\gamma_d}{\gamma_m}\cdot 10000\cdot\sin\alpha$$

$W_d \geq T_d$ geeft

$$i = \cos\alpha - \gamma_n\cdot\gamma_d\cdot\gamma_m\cdot\left(\frac{\sin\alpha}{\tan\varphi}\right)$$

$$= \cos 14° - 1{,}1\cdot 1{,}1\cdot 1{,}15\cdot\left(\frac{\sin 14°}{\tan 35°}\right) = 0{,}5$$



figuur 10,3 Piping.



Zandmeevoerende wel.

10.3 OPBARSTEN, ZANDMEEVOERENDE WELLEN EN PIPING

10.3.1 Opbarsten en zandmeevoerende wellen

In het landschap dat door de Nederlandse rivieren doorsneden wordt, bevindt zich aan het oppervlak veelal een min of meer ondoorlatende (klei) laag. Onder deze laag bevindt zich meestal een goeddoorlatend materiaal (zand). Bij hoge rivierwaterstanden kan de waterdruk in de goed doorlatende laag, die in verbinding staat met de rivier, sterk oplopen. Het gevaar bestaat dat de slecht doorlatende laag zal opbarsten. Dit verschijnsel is ongewenst omdat, na opbarsten, zandmeevoerende wellen kunnen ontstaan. Er moet worden gecontroleerd of voldoende veiligheid aanwezig is tegen opbarsten.

Hiertoe dient het krachtenevenwicht van een grondmoot - met eenheidsoppervlakte en de dikte van de afsluitende laag - te worden gecontroleerd.
De verticale krachten zijn:
gewicht: $G = (\rho_g - \rho_w)\, gd$
ten gevolge van druk onder de dichte laag:

$$W = \rho_w g h$$

waarin: h = de stijghoogte onder de waterdichte laag bij ontwerpwaterstanden t.o.v. de **bovenkant van de laag**
d = dikte van de dichte laag
ρ_g = volumieke massa van de dichte laag.

De grenstoestand met betrekking tot het mechanisme "opbarsten" is:

$$Z_0 = G - W = 0$$

In het geval het gewicht van de dichte laag (plaatselijk) niet voldoende is om opbarsten te voorkomen kan besloten worden tot het aanbrengen van een ballastlaag van zand.
Uit $G - W = 0$ kan worden afgeleid:

$$i_{kr} = \frac{h}{d} = \frac{\rho_g - \rho_w}{\rho_w}$$

waarin: i_{kr} = kritieke verhang in de afdekkende laag waarbij nog juist geen meevoering van materiaal plaatsvindt.
h = verval over de afdekkende laag
d = dikte van de afdekkende laag.

Deze vergelijking is algemeen toepasbaar en niet alleen voor waterdichte lagen.
Dit betekent dat bij het ontbreken van een "waterdichte" afdeklaag moet gelden $i > i_{kr}$ als voorwaarde voor het ontstaan van zandmeevoerende wellen.

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_k.
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 (ρ = 1.800 à 1.900 kg/m^3), zandmeevoerende wellen kunnen worden verwacht bij uittreeverhangen groter dan i = 0,5. 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 (ρ = 1.900 à 2.000 kg/m^3) is er dan een veiligheidsfactor γ = 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 voordat 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 binnenteen van de dijk voorlopig als voorwaarden te stellen:
- bij het ontbreken van afdekkende lagen: $i < 0{,}5$
- bij aanwezigheid van afdekkende lagen: $i < 0{,}5$ en $G - W > 0$.

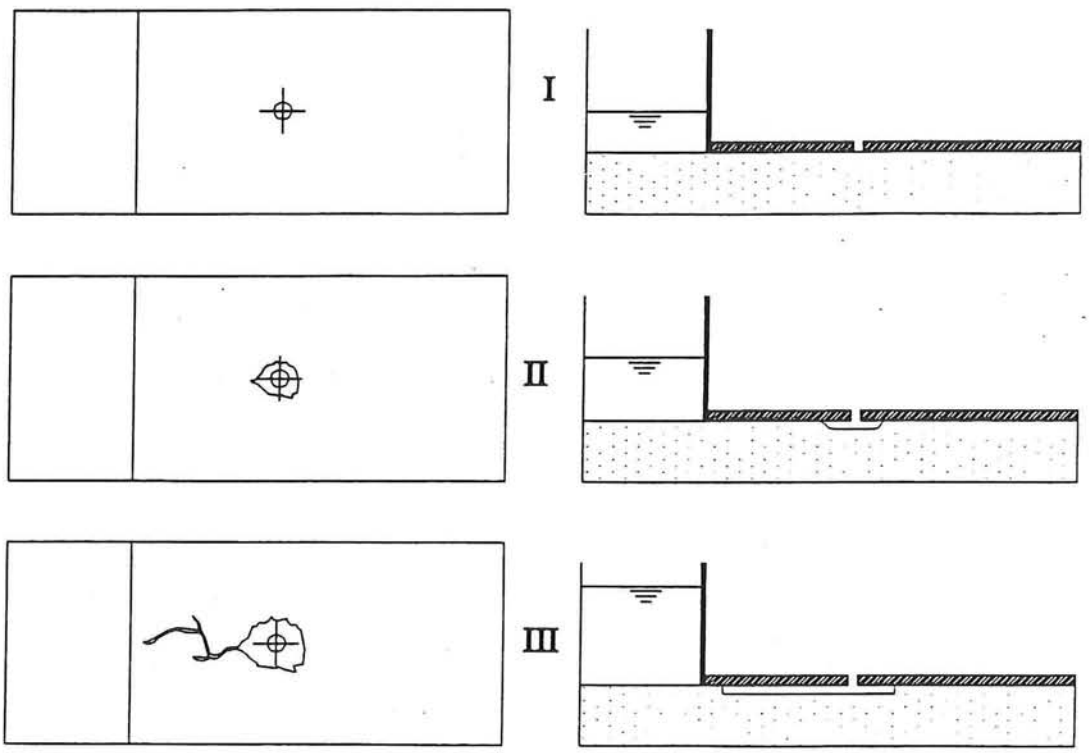
10.3.2 Het ontstaan van piping

Nadat opbarsten heeft plaatsgevonden of in het geval er reeds een perforatie aanwezig is, kan aan het scheidingsvlak van een (relatief) ondoorlatende laag en een laag met loskorrelig materiaal piping ontstaan.
Piping is de stroming van water door een buisvormig kanaal (pipe) onder een dichte laag dat ontstaan is door interne erosie (zie figuur 10.3). De door interne erosie ontstane pipes kunnen leiden tot ondermijning en bezwijken van het dijklichaam. Rond 1900 is er in het buitenland nogal wat onderzoek gedaan naar het verschijnsel piping naar aanleiding van het bezwijken van een aantal dammen. Hieruit zijn empirische formules ontwikkeld die de kritieke situatie beschrijven, waarbij piping kan optreden. Al deze formules zijn van de gedaante:

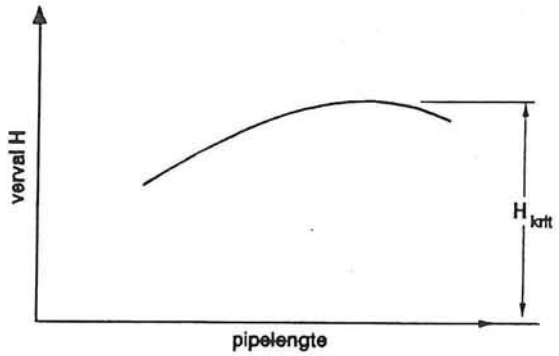
$$L = EH$$

waarin: L = de kwelweg en
H = het verval over de constructie, waarbij piping optreedt
E = een constante die afhankelijk is van de grondslag

De bekendste is de formule van Bligh.



figuur 10,4 Groei van de "pipe" bij groter wordend verval.



figuur 10,5 De relatie tussen de lengte van het kanaal en het verval (Sellmeijer).

Bligh geeft de volgende waarden voor E aan:

zeer fijn slib	E	= 18
fijn zand		= 15
grof zand		= 12
grind met zand		= 5 - 9

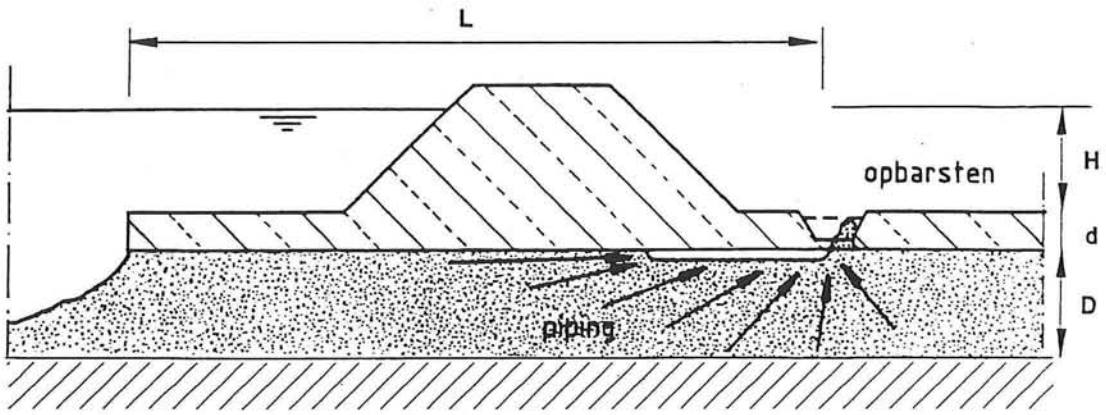
Uit deze formule blijkt dat er een kritische verhouding bestaat tussen verval en kwelweglengte. Deze lengte kan onder meer worden vergroot door het toepassen van waterdichte bekledingen en (damwand)schermen onder de waterkering.

Aan het einde van de zeventiger en begin van de tachtiger jaren is in Nederland en in Duitsland experimenteel onderzoek uitgevoerd om meer inzicht te krijgen in het mechanisme. Dit onderzoek gaf inzicht in de wijze waarop de piping in zijn werk gaat.

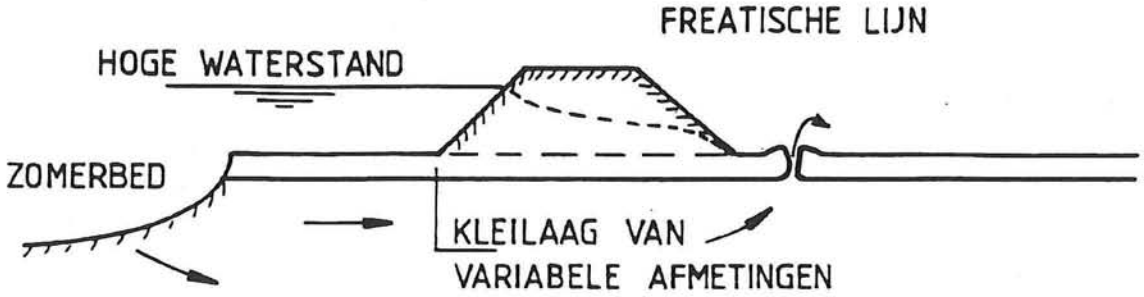
De proeven van Mueller-Kirchenbauer (1978) werden uitgevoerd op een zandbed dat was afgedekt met een ondoorlatende laag, die op één plaats was geperforeerd (zie figuur 10.4). In eerste instantie werd er een constant verval ingesteld. Bij dit constante verval ontstond er rondom de perforatie een holle ruimte als gevolg van meevoering van gronddeeltjes door het uittredende kwelwater.
Na enige tijd stopte het erosieproces. Na opvoering van het verval strekte de holle ruimte zich uit in het horizontale vlak. Eerst in alle richtingen en later bij groter wordend verval in de richting van het buitenwater. Er ontwikkelde zich één hoofdkanaal (met enkele zijtakjes) dat tot stilstand kwam bij constant gehouden verval. Het verval werd steeds weer opgevoerd totdat uiteindelijk een verval werd bereikt waarbij het erosieproces niet meer stopte en het kanaal bleef groeien tot aan het buitenwater.

Het tot stilstand komen van het erosieproces bij constant gehouden verval worden kennelijk veroorzaakt doordat de kanaalvorming een reducerende werking heeft op de lokale verhangen nabij het kanaal, waardoor na enige tijd de kwelstroom niet meer in staat is om zanddeeltjes mee te nemen. **Het constante verval waarbij het erosieproces niet meer tot stilstand komt is het kritieke verval en veroorzaakt piping.**

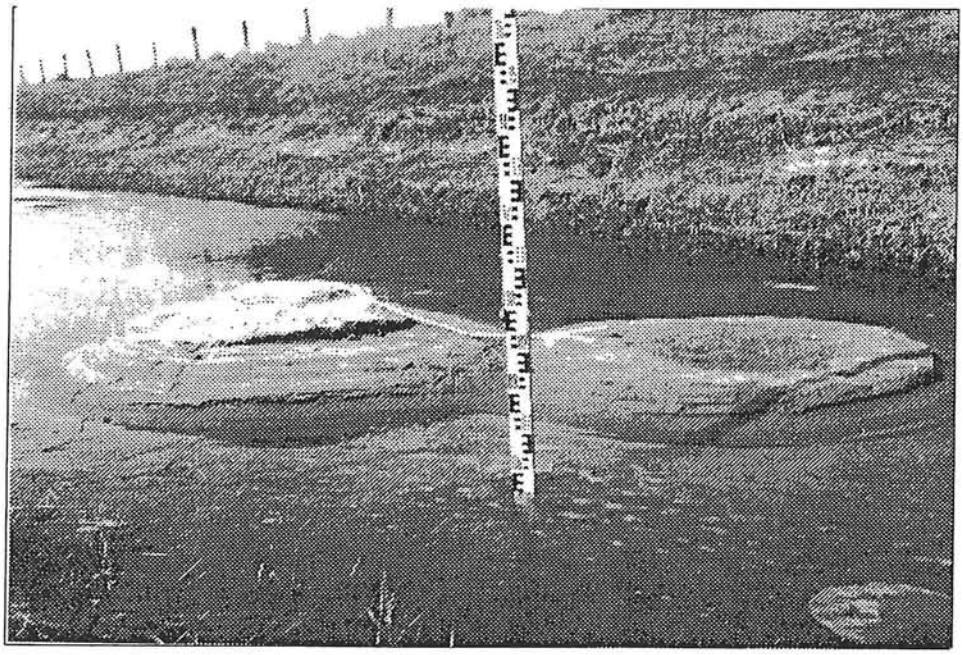
Sellmeijer (1988) heeft het verschijnsel verklaard aan de hand van een theoretisch model. Hierbij is de gedachte dat het stoppen van de groei van het kanaal komt door het bereiken van een evenwichtssituatie ten aanzien van het transport van zanddeeltjes in het kanaal. De stromingsconfiguratie van grondwater in het zandpakket en van lekwater in het stromingskanaal moet zodanig zijn dat lokale verhangen op de rand van het kanaal net niet in staat zijn tot transport van zanddeeltjes. Sellmeijer heeft gevonden dat er in de evenwichtssituatie een relatie bestaat tussen de lengte van het kanaal en het verval (zie figuur 10.5).
Uit de figuur blijkt dat bij toename van de kanaallengte eerst ook het evenwichtsverhang toeneemt tot een maximum waarde en daarna weer afneemt. Bij een opgelegd verval dat groter is dan dit maximum zal dus piping optreden. Als ontwerpeis is gesteld dat, met inachtname van een bepaalde veiligheid, het werkelijke verhang nooit groter mag zijn dan het kritieke verhang.



figuur 10,6 Voortschrijding van piping.



figuur 10,7 Opbarsten van een dichte laag ten gevolge van piping.



Piping; dit zand komt onder de dijk vandaan.

Het model van Sellmeijer zal hier verder niet worden behandeld, maar uit een groot aantal berekeningen zijn eenvoudige formules afgeleid (door curvefitting aan de berekeningsresultaten).
(Voor het wiskundige model, zie: LGM - MEDEDELINGEN No. 96 1988).

$$H_{krit} = \alpha c \frac{\rho'_p}{\rho_w} \tan(\theta) \quad [0,68-0,1\ln(c)]\ L$$

$$\alpha = \left(\frac{D}{L}\right)^{\left(\frac{0,28}{(D/L)^{2,8}-1}\right)} \qquad C = \eta \left[\frac{d_{70}^2}{\kappa} \cdot \frac{d_{70}}{L}\right]^{1/3}$$

Waarin:
met betrekking tot de geometrie:

D	=	dikte van de zandlaag (zie figuur 10.6)	[m]
L	=	de leklengte	[m]

met betrekking tot de grond:

d_{70}	=	representatieve korreldiameter	[m]
κ	=	intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag = $\frac{\upsilon}{g}k$	
k	=	doorlatendheid van de zandlaag	[m/s]
ν	=	kinematische viscositeit van het water	[m^2/s]
ρ'_p	=	$\rho_p - \rho_w$	[kg/m^3]
ρ_p	=	soortelijke massa van het zand	[kg/m^3]
ρ_w	=	soortelijke massa van het water	[kf/m^3]

met betrekking tot begin van beweging van de zandkorrels:

θ	=	beddingshoek (46° à 55°)	[°]
η	=	coëfficiënt van White (0,31 à 0,37)	[-]

De formule voor het kritische verval bij gegeven kwelweglengte kan ook geschreven worden als:

$$L_{krit} = \frac{H}{\alpha \cdot c \cdot \frac{\rho'_p}{\rho_w} \cdot \tan(\theta) \cdot [0,68-0,1.\ln(c)]}$$

Hiermee wordt dus de kritieke kwelweglengte berekend bij een gegeven verval over de dijk. Omdat L_{krit} ook in α en c zit, is het berekenen van L_{krit} een iteratief proces. Een goede eerste schatting van L_{krit} kan worden gemaakt met de formule van Bligh. De grenstoestand met betrekking tot het mechanisme piping is:

$$Z_p = L - L_{krit} = 0$$

Waarin: L = werkelijk aanwezige kwellengte.

Indien er geen begrenzing of perforatie aanwezig is, moet er eerst opbarsten van de dikke laag plaatsvinden (zie figuur 10.7).

Voorbeeld 11

Gegeven: De waterkering uit figuur 10.6.

Dikte van de kleilaag onder de sloot: $d = 1$ m
Dikte watervoerend pakket: $D = 50$ m
Verval over de kering: $H = 2$ m
Volumieke massa klei: $\rho_k = 1800$ kg/m^3
Soortelijke massa zandkorrels: $\rho_p = 2650$ kg/m^3
Volumieke massa water: $\rho_w = 1000$ kg/m^3
Intrinsieke doorlatendheid zand: $\kappa = 10^{-10}$
Coëfficiënt van White: $\eta = 0{,}35$
Beddingshoek: $\theta = 50°$
Korreldiameter van het zand: $d_{70} = 0{,}15\ 10^{-3}$ m

Gevraagd:

Is er gevaar voor doorgaande piping

Oplossing:

$$G = (\rho_k - \rho_w) g d = 8000\ N$$

Controle opbarsten $W = H \rho_w g = 20000\ N$

$W > H$ *dus opbarsten*

Controle van de kritieke kwelweglengte

Bligh: $L = E \cdot H \approx 15 \cdot 2 = 30\ m$

De met Bligh gevonden kritieke kwelweg wordt gebruikt als eerste invoer voor de iteratieve berekening van α, C en L_{krit} met de methode van Sellmeijer.

$L = 30\ m$

$$\alpha = \left(\frac{50}{30}\right)^{\left(\frac{0{,}28}{(50/30)^{2{,}8}-1}\right)} = 1{,}05$$

$$C = 0{,}35\left(\frac{(0{,}15\cdot 10^{-3})^2}{10^{-10}} \cdot \frac{0{,}15\cdot 10^{-3}}{30}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}04$$

$$L_{krit} = \frac{2}{1{,}05\cdot 0{,}04\ 1{,}65\cdot \tan(50°)\cdot (0{,}68 - 0{,}1*\ln(0{,}04))} = 26$$

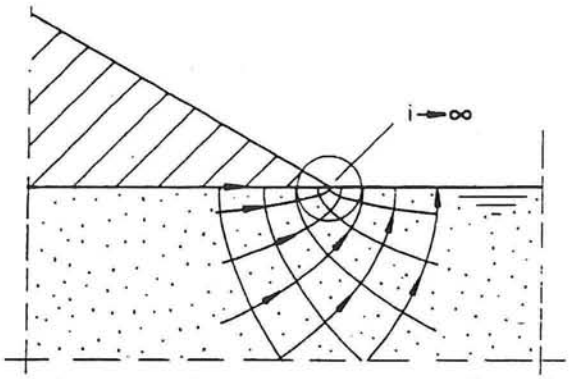
$L = 26\ m$

$$\alpha = \left(\frac{50}{26}\right)^{\left(\frac{0{,}28}{(50/26)^{2{,}8}-1}\right)} = 1{,}04$$

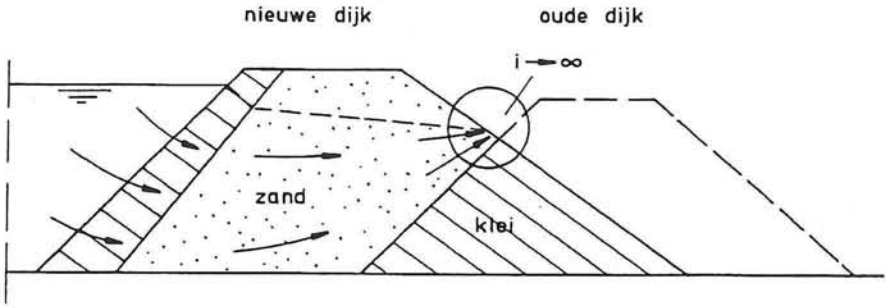
$$C = 0{,}35\left(\frac{(0{,}15\cdot 10^{-3})^2}{10^{-10}} \cdot \frac{0{,}15\cdot 10^{-3}}{26}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}04$$

$$L_{krit} = \frac{2}{1{,}04\cdot 0{,}04\ 1{,}65\cdot \tan(50°)\cdot (0{,}68 - 0{,}1*\ln(0{,}04))} = 26$$

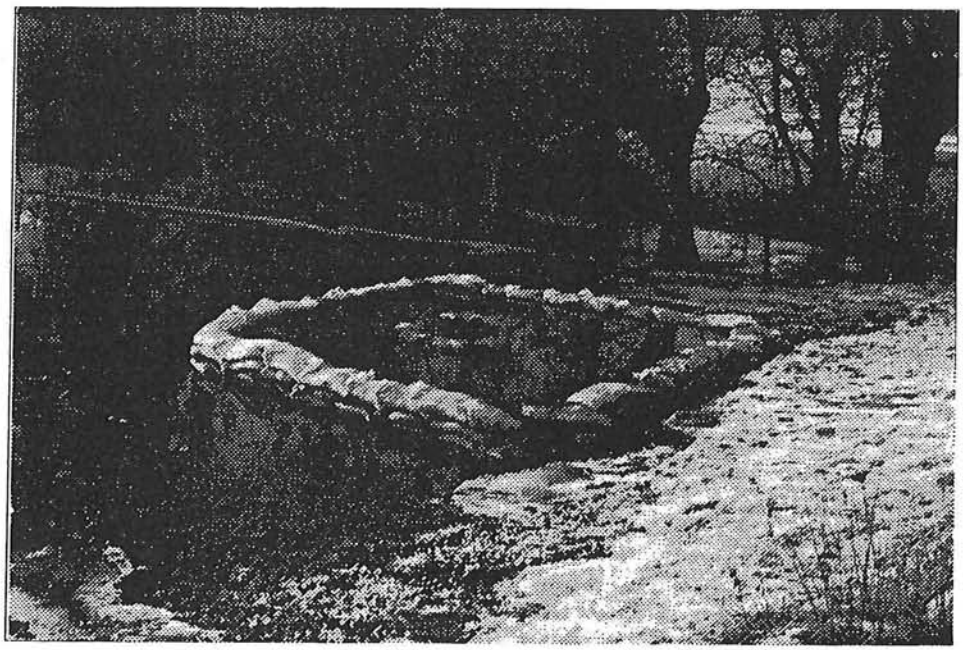
$L_{krit} < L$ dus geen doorgaande piping.



figuur 10,8 Stroomlijnen ter plaatse van het punt waar water uittreedt.



figuur 10,9 Concentratie van stroomlijnen door een onjuiste opbouw van en vormgeving van het dijklichaam.



Maatregelen tegen piping, door binnendijks de waterdruk te verhogen zal de wel minder krachtig zijn.

10.3.3 Maatregelen ter voorkoming of beperking van zandmeevoerende wellen (Bron: "Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken" - T.A.W.).

Naast de in par. 10.3.1 en 10.3.2 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.

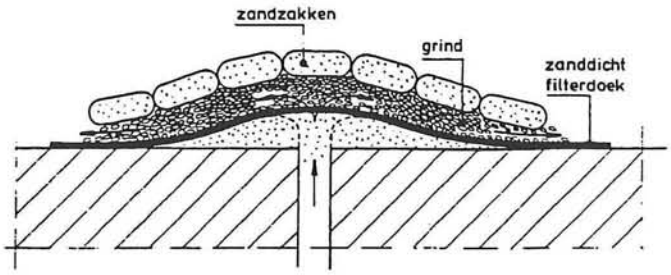
a. Grote kwel en hoge waterspanningen kunnen bij een dijk voorkomen worden door het voorland met daarop aanwezige afsluitende lagen zoveel mogelijk in stand te houden of te herstellen, zoals het met klei dichten van tot op het zand geërodeerde gaten. Bij het ontwerp dient rekening te worden gehouden met het ontgrondingenbeleid in de uiterwaard.

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. Ook moeten concentraties van stroom- en potentiaallijnen door een onjuiste opbouw en vormgeving van het dijklichaam voorkomen worden. De figuren 10.8 en 10.9 illustreren dit.

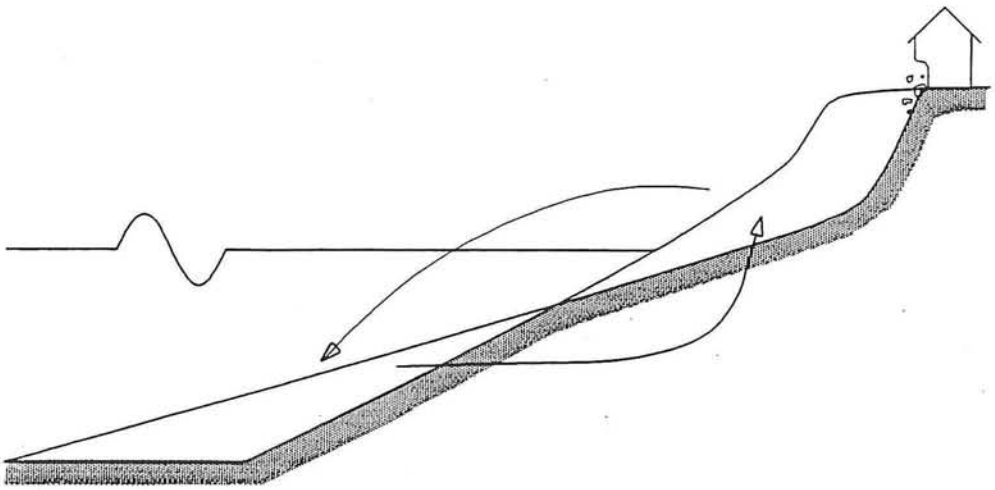
c. Als sterke kwel in en nabij een dijk niet te vermijden is, is een beheerste uitstroming mogelijk, zonder erosie van de grond, door het toepassen van filterconstructies.

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 mogelijk.
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 slootbodems een oplossing geven.

e. Een dicht bij een dijk gelegen wiel kan zeer gevaarlijk zijn. Aanbevolen wordt bij binnendijkse wielen een afstand van 5H (H = verval over de dijk) 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. Ter beperking van de kwel en de waterspanningen verdient het



figuur 10,10 Het afdekken met zandzakken van een wel [lit 21a].



figuur 10,11 Afslagprofiel [lit 1].

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 door 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 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 10.10).

10.4 EROSIE VAN HET BUITENTALUD / BEKLEDINGSCONSTRUCTIES

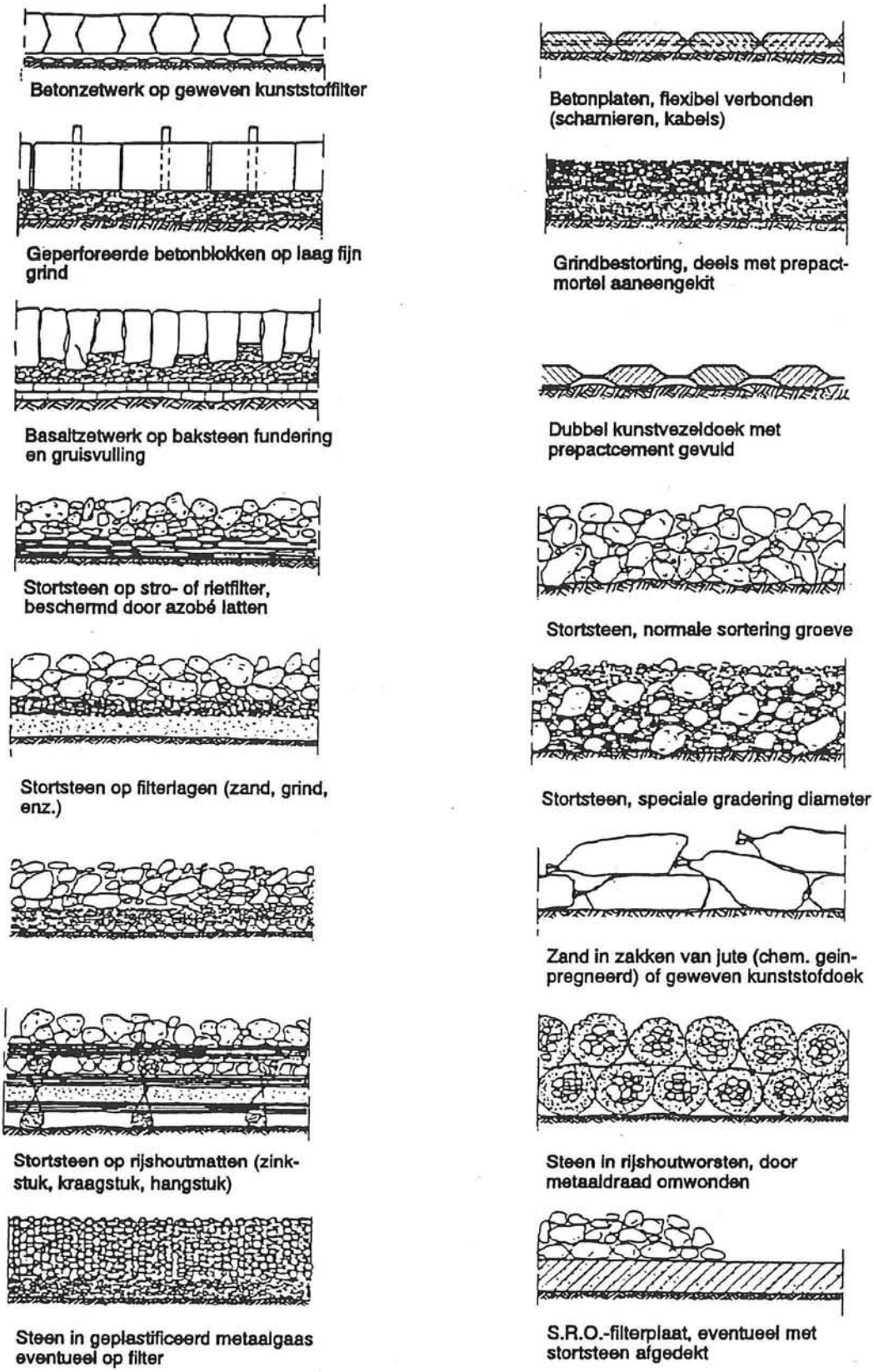
10.4.1 Inleiding

Ten gevolge van stroming en golfaanval kan erosie van het buitentalud plaatsvinden. Deze erosie kan leiden tot dijkdoorbraak.

10.4.2 Erosie van het onverdedigde talud van loskorrelig materiaal

Ten gevolge van golfaanval op een onverdedigd talud van loskorrelig materiaal vindt transport van materiaal plaats in zeewaartse richting.
Uit waarnemingen is gebleken dat het transport begrensd is. Er ontstaat een evenwichtstoestand waarbij geen netto transport van materiaal meer plaatsvindt. Het profiel dat uiteindelijk ontstaat wordt het afslagprofiel genoemd (zie figuur 10.11)(dit treedt op bij duinen).

In het geval van kunstmatige waterkeringen is er over het algemeen geen ruimte beschikbaar om een voldoende veilig onverdedigd profiel in te passen in een bestaande situatie. Derhalve wordt bij profielen die bloot staan aan erosieve belastingen meestal een bekleding toegepast.



figuur 10,12 Voorbeelden van een open bekleding [lit 1].

10.4.3 Traditionele bekledingsconstructies

Een bekledingsconstructie vormt het grensvlak tussen de constructie en de omgeving. Naast het weerstand bieden tegen golfaanval en stroming kan de bekledingsconstructie nog enkele andere functies vervullen.
Enkele van deze functies zijn:

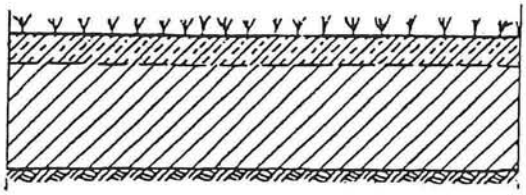
- verminderen van de golfoploop door de ruwheid van het oppervlak
- verminderen van de kwel door de waterkering door waterdichtheid van de bekleding
- beschermen van het grondlichaam tegen mechanische belastingen, zoals drijvend vuil, ijs en scheepvaart.

Afhankelijk van de plaats en duur van de belastingen en afgestemd op de samenstelling van de ondergrond, zijn diverse gelijkwaardige alternatieven mogelijk:

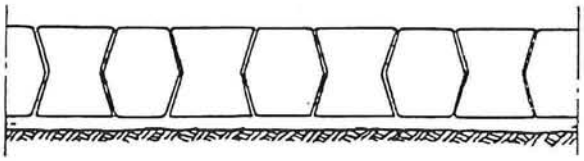
- **Open constructies**
  Dit zijn "niet waterdichte" bekledingen, die zodanig zijn uitgevoerd, dat het eronder aanwezige bodemmateriaal niet kan worden uitgespoeld. Hiertoe wordt aan deze bekledingen vaak een filteropbouw gegeven. De doorlatendheid moet groot zijn (en toenemend in de richting van binnen naar buiten) om het grondwater achter de bekledingsconstructie de drukvariaties van het buitenwater zo snel mogelijk te laten volgen, opdat er geen opwaartse drukken kunnen ontstaan. Daarnaast moet de buitenste laag voldoende weerstand bieden aan waterbeweging en golfslag.
- **Gesloten constructies**
  Dit zijn "waterdichte" bekledingen, die zo zwaar moeten zijn, dat ze in staat zijn om de maximaal optredende opwaartse drukken te weerstaan. Bij gesloten constructies volgt het grondwater in de dijk het buitenwater namelijk slechts ten dele of helemaal niet, afhankelijk van de doorlatendheid van de onderliggende grond en de teenconstructie.
- **Samengestelde constructies**
  Vaak worden constructies toegepast, waarvan de onderlagen gesloten zijn, terwijl de bovenste afdekking open is, zoals bijvoorbeeld bij zetsteen (eventueel met vlijlagen) op een ondergrond van klei.
- **Tussenoplossingen**
  Hierbij is de bekleding gedeeltelijk open en gedeeltelijk gesloten. Een oeververdediging met een open teen en daarboven een gesloten bekleding wordt vrij veel toegepast, omdat de voordelen van een gesloten constructie blijven, terwijl de overdrukken onder de bekleding gereduceerd worden.

Figuur 10.12 geeft een aantal voorbeelden van een open bekleding. Uiteraard bestaan er nog vele andere oplossingen. Bij nauwe voegen of weinig voegen per oppervlakteeenheid en dichtslibbing van voegen kan de bekleding geheel of lokaal gaan functioneren als een gesloten constructie, waardoor ook onder de elementen van de oorspronkelijke open constructie overdrukken kunnen optreden. Bij de keuze van de materialen en de opbouw van de open constructie spelen een aantal factoren een rol, zoals:

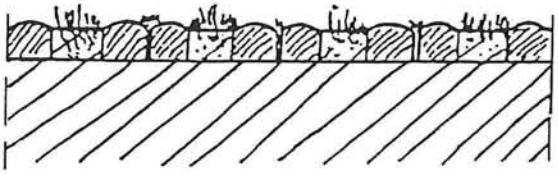
- aard van de belastingen
- plaats in de dwarsdoorsnede (onder water, boven water)
- vereiste kwaliteit van het filter in verband met het materiaal onder de bekleding
- veroudering van de materialen (boven water, onder water)
- repareerbaarheid



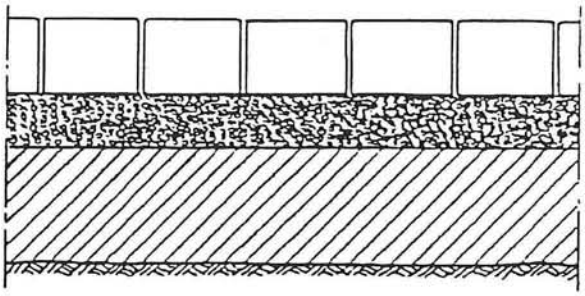
Klei met grasmat



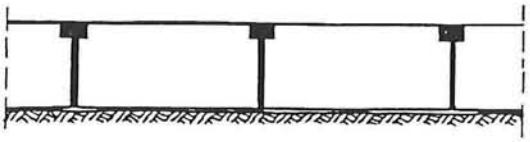
Betonblokken op plastic folie



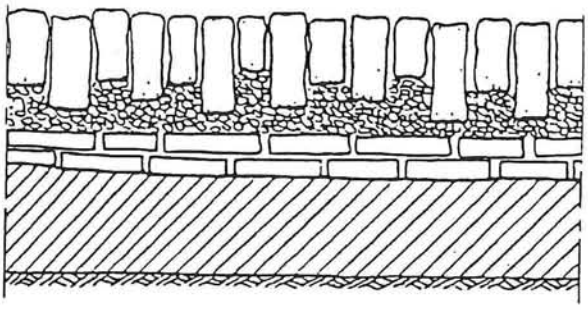
Klei met doorgroeisteen



Kleilaag waarop betonblokken op fijn grind



Betonplaten met asfaltvoegen



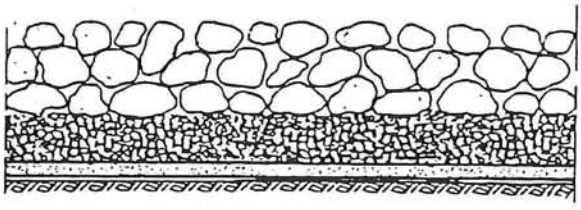
Kleilaag waarop basaltzetwerk



Asfaltbeton



Met asfalt gepenetreerde stortsteen



Lagen asfaltpapier afgedekt door bestorting

figuur 10,13 Voorbeelden van dichte bekledingen.

- beschikbaarheid van deskundige arbeidskrachten en van materieel tijdens uitvoering en het gebruiksstadium.

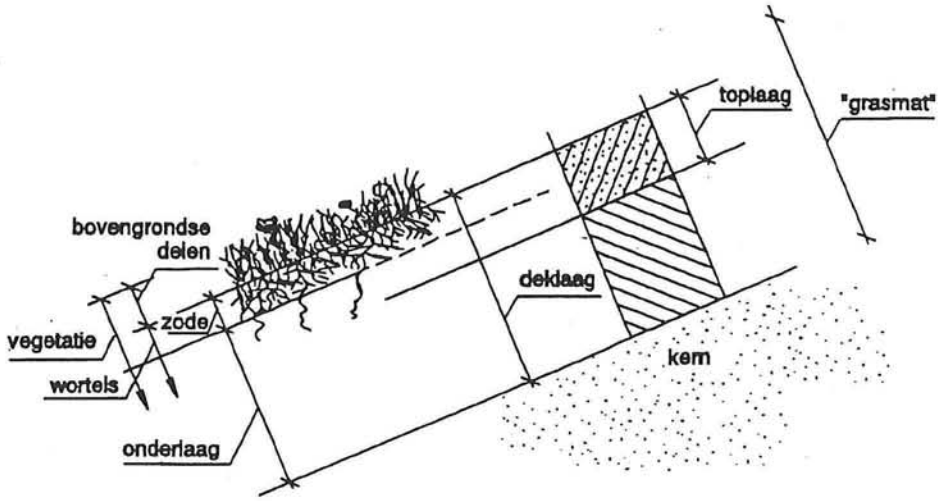
Uiteraard spelen de bovenstaande factoren ook een rol bij de keuze van gesloten, samengestelde constructies.

In figuur 10.13 staat een aantal voorbeelden gegeven voor een dichte constructie. De waterdichtheid wordt verkregen door klei, asfalt of kunststof.
De met gras of andere vegetatie begroeide kleilaag geeft in Nederland veelal de goedkoopste oplossing. Deze natuurlijke verdediging is uiteraard alleen mogelijk op plaatsen, waar de vegetatie kan groeien, dus daar waar tijdens de groeiperiode vrijwel steeds zuurstof aanwezig is. Staat de vegetatie gedurende die periode een aantal weken onder water, dan sterft hij af. Toepassing is dan ook alleen mogelijk boven een niveau, dat op enige hoogte boven de gemiddelde waterstand ligt. Voor een stevige groei mag het talud niet te steil zijn, terwijl de ondergrond bacterierijk ("warm") en voedzaam moet zijn.
Een grasmat kan stroomsnelheden en golfaanval niet langdurig weerstaan. Goede versteviging is dan te bereiken door het "verankeren" van de grasmat met betonblokken (doorgroeistenen).

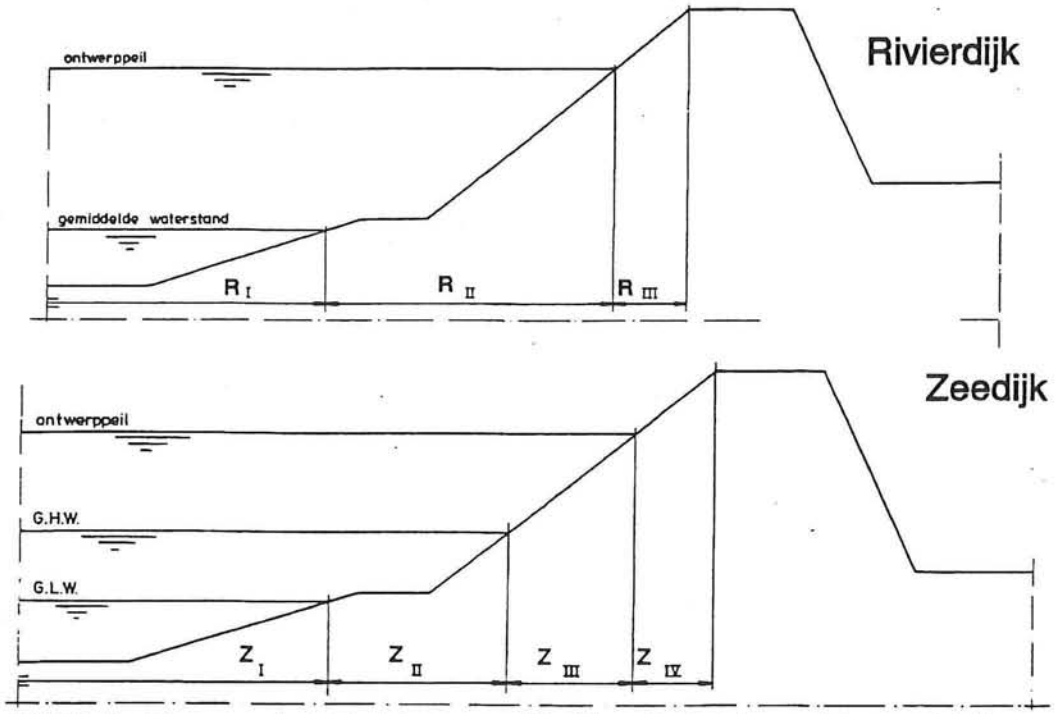
Een grasmatbekleding bestaat uit een graslandvegetatie met bovengrondse en ondergrondse delen. De vegetatie wortelt in een deklaag van kleiige grond. De deklaag dient zowel als substraat voor de vegetatie als voor extra veiligheid na weg-eroderen van het sterk doorwortelde bovenste deel.
Voor een beter inzicht in de opbouw en sterkte van de grasmat wordt de volgende onderverdeling van de grasmat gehanteerd:

- de "zode": het intensief doorwortelde bovenste deel van de deklaag bestaat uit substraat plus wortels;
- de "onderlaag": het nauwelijks doorwortelde deel van de deklaag onder de zode gelegen. De wortels spelen geen rol in de erosiebestendigheid van de onderlaag.

De vegetatie kan in principe vrij wortelen in de deklaag. Bij aanleg valt de uiteindelijk te vormen zodedikte niet goed te regelen, omdat die van vele factoren afhangt. Hoewel er geen theoretisch scherpe grens valt te trekken aan de zône met intensieve doorworteling blijkt in de praktijk toch wel een duidelijke sterke afname van de doorworteling in de diepte, meestal tussen 5 en 20 cm onder het maaiveld. Die afname vindt meestal over enkele centimeters plaats. Dat maakt een schatting van de zodedikte voldoende nauwkeurig.
Uit erosie-onderzoek is gebleken dat bij belasting door golven of alternerende stroomsnelheden het grasblad reeds in enkele uren wegslijt. De zode van de onderzochte proefstukken bleek echter zeer erosiebestendig. Na het doorslijten van de zode zet de erosie progressief door.
Het blijkt dat er een vrij direct verband is tussen de wijze van onderhoud en het granslandtype dat ontstaat.
Ook zijn er duidelijke relaties tussen het graslandtype en parameters die iets over de sterkte van de grasmat zeggen, zoals de bedekkingsgraad (het percentage van de bodem dat door planten bedekt is), de holheid (de gemiddelde grootte van open plekken), het wortelgewicht en de wortellengte per volumegrond. Het blijkt dat verruigd hooiland, dat onstaat door maaien zonder afvoer, door branden of verwaarlozing, een lage bedekking en grote holheid heeft. Verder blijkt dat verruigd



figuur 10,14 Opbouw en indeling van de grasmat.



figuur 10,15 Indeling van het talud in zones bij dijken in het bovenrivierengebied en zeedijken in het tijgebied zonder een voorland.

hooiland en produktieweiland de laagste waarden voor wortellengte en wortelgewicht opleveren. De beste waarden voor zowel bedekking, holheid en beworteling worden gevonden bij stroomdalgrasland en kamgrasweide. Deze vragen een onderhoud door middel van beweiden zonder bemesting of door maaien met afvoer.
Voor wat de erosiebestendigheid betreft is de tendens gevonden dat deze toeneemt bij grasland met geringere holheid, met een hoger lutumpercentage en met een grotere wortellengte. Dit ondersteunt de voorkeur voor onderhoud door middel van beweiden zonder bemesting of door maaien met afvoer, waarbij de kruidenrijke graslanden ontstaan. Zoals het zich laat aanzien biedt de grotere bewortelingsdichtheid van kruidenrijke vegetaties op zavel (lutumgehalte < 22%), in vergelijking tot soortenarme vegetaties op klei (lutumgehalte > 22%), voldoende compensatie voor de mindere erosiebestendigheid van gronden of klei met lagere lutumpercentages.
De sterkte van een grasmat kan worden getoetst op:

- de doorworteling
- de erosiebestendigheid van het substraat op zich
- de weerstand tegen afschuiven in het substraat.

De doorworteling is (waarschijnlijk) een goede maat voor de erosiebestendigheid van de zode. De doorworteling valt af te leiden uit:

- primair: de plantengemeenschap
- secundair: de bedekking door de vegetatie van die plantengemeenschap

en kan worden onderzocht door monstername en analyse van plantendeskundigen. Als de doorworteling onvoldoende is voor het onder de maatgevende belastingen bijeenhouden van de zode moet de erosiebestendigheid van het substraat worden getoetst met classificatieproeven (zie hoofdstuk 14.2).
Voor een meer uitgebreide beschouwing van gras als dijkbekleding wordt verwezen naar de PAO-cursus "Ontwerp, beheer en onderhoud van waterkeringen", 1993.

Betonplaten van variërende afmetingen, al dan niet gewapend, worden boven water wel toegepast. De constructie is weinig populair. De platen zijn star, scheuren vaak en zijn lelijk van uiterlijk.

In veel gevallen wordt gekozen voor asfaltbeton. In asfaltbeton vormt het mineraalaggregaat geen doorgaand korrelskelet. Het kan niet in een vochtige omgeving worden toegepast wegens de vorming van dampbellen in de warme asfaltbeton tijdens de bouwfase. Deze dampbellen blijven na afkoeling als holle ruimten in de constructie achter. Om deze reden kan dan ook geen asfaltbeton op klei worden toegepast. Daar asfaltbeton zich onder duurbelasting (eigen gewicht) visceus gedraagt, kan het niet op steile hellingen (steiler dan 1:3) worden toegepast.

In appendix 4 wordt een beschrijving gegeven van een aantal bekledingsmaterialen. Hierin worden eigenschappen met betrekking tot toepasbaarheid, constructieopbouw, wijze van aanbrengen, waarneembaarheid en wijze van repareren bij schade behandeld.

De aard en grootte van de belastingen op een bekleding is afhankelijk van de plaats van de bekleding in de doorsnede van de dijk en de plaats van de dijk.



Vroeger werden rijshouten zinkstukken afgezonken met inzet van veel mankracht.

Het dwarsprofiel van de dijk kan onderverdeeld worden in een aantal zônes. In figuur 10.15 zijn de zônes aangegeven voor respectievelijk dijken in het bovenrivierengebied en dijken aan de kust of in het tijgebied.

Bij zeedijken kunnen in het talud globaal de volgende zônes worden onderscheiden:

Z1 De zône die zich voortdurend onder water bevindt. Deze zône moet verdedigd worden tegen golfaanval en stroming door een constructie die kan worden afgezonken of onder water kan worden gemaakt. Onderhoud van de constructie gebeurt altijd onder water. Zetwerk is hier dus niet mogelijk.

Z2 De zône tussen GLW en GHW; dit is de zône waar dagelijks golfaanval plaatsvindt. De grootte van de golfbelasting is doorgaans kleiner dan voor zône Z3, maar het aantal belastingen in een bepaalde periode (bijv. 1 jaar) is veel groter.

Z3 De zône tussen GHW en het ontwerppeil is de zône die zwaar door golven kan worden aangevallen. Deze golfaanval geschiedt echter minder frequent dan in zône Z2.

Z4 De zône boven het ontwerppeil, waar alleen golfoploop aanwezig zal zijn. In dit gebied kan de ruwheid van de bekleding een belangrijke rol spelen bij de benodigde dijktafelhoogte.

In het verleden is aan de Nederlandse kust dikwijls voor de volgende bekledingsopbouw gekozen:

In Z1: stortsteen op zinkstuwen
In Z2: zetwerk
In Z3: een dichte bekleding in vorm van asfaltbeton
In Z4: betonblokken (met grote ruwheid) of een doorzetting van het asfaltbeton tot vlak onder de kruin.

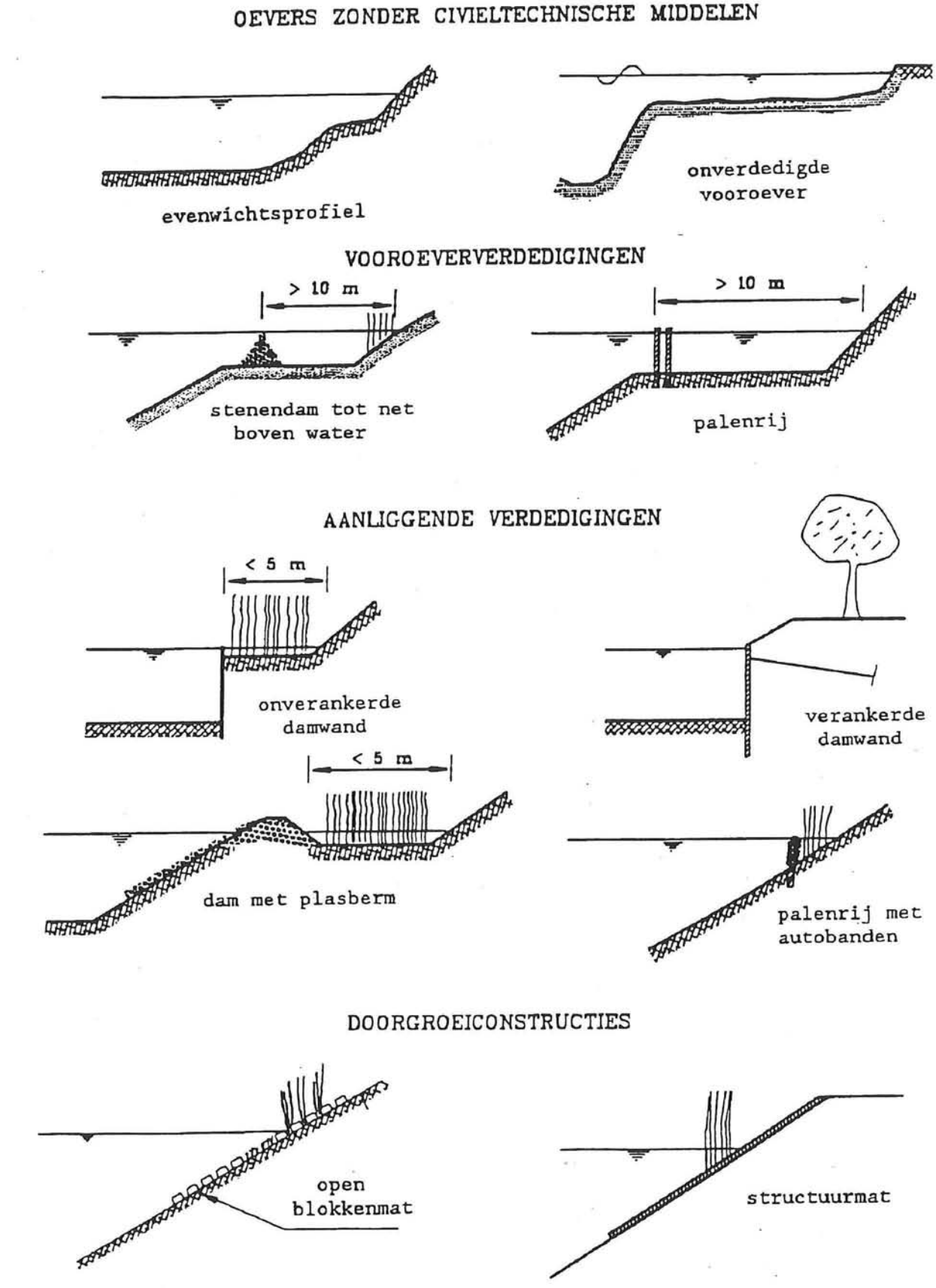
Deze keuze is niet per definitie de beste voor alle zeedijken. De keuze van de materialen is afhankelijk van zeer veel factoren. Voor het maken van een verantwoorde keuze wordt verwezen naar de "Leidraad keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen) en het bijbehorende computerprogramma "Choice".

Bij dijken in het bovenrivierengebied worden de volgende zônes onderscheiden:

R1 = De zône die zich voortdurend onder water bevindt
R2 = De zône die afwisselend onder en boven water ligt. Hier wordt de aanval gevormd door betrekkelijk lage tot matig hoge golven en stroom, door ijs en door drijvende voorwerpen
R3 = Deze zône ligt boven het ontwerppeil; bij rivierdijken zal hier over het algemeen een matige golfoploop optreden bij hoge waterstanden.

Rivierdijken worden over het algemeen alleen voorzien van een met gras beklede kleilaag (groene dijk). Alleen plaatselijk, waar de dijk blootstaat aan grote aanval door het water, wordt een harde bekleding aangebracht.
Bijvoorbeeld bij:

- vernauwingen in het dwarsprofiel van de rivier
- in bochten
- op plaatsen die ongunstig in de wind liggen (golfaanval)
- nabij plaatsen waar het stroombeeld van de rivier verstoord wordt.



figuur 10,16 Voorbeelden van milieuvriendelijke oevers.

De plaats van de verdediging van rivierdijken berust veelal op de ervaringen van beheerders met de dijken waar in het verleden beschadigingen zijn opgetreden. De bekleding wordt van buiten veelal alleen door stroming belast; slechts bij de aanwezigheid van redelijk grote strijklengten kan golfaanval door wind worden verwacht. Op bepaalde plaatsen kunnen spiegeldaling en haalgolven ten gevolge van de scheepvaart een belasting vormen.
In tegenstelling tot de situatie bij zeedijken komt het bij rivierdijken vaak voor dat deze gedurende langere tijd een hoogwatergolf moeten keren (weken). Hierdoor raakt het dijklichaam verzadigd met water. Door het snel zakken van de buitenwaterstand (binnen een week) moet het grondwater in de dijk vrij naar buiten kunnen treden. Als bekleding komen daarom alleen de ten opzichte van de onderlaag meer open typen in aanmerking.

10.4.4 Milieuvriendelijke verdedigingsconstructies

De hiervoor besproken traditionele bekledingsconstructies worden over het algemeen als niet milieuvriendelijk ervaren. Bij de primaire waterkeringen aan de kust is niet te ontkomen aan het toepassen van dergelijke constructies, tenzij er voldoende ruimte is om kunstmatige duinen te maken.
Bij waterkeringen langs meren, waarbij de golfhoogte beperkt is, is het mogelijk om het buitentalud te verdedigen zonder daarbij het gehele talud in te pakken in steen, beton of asfalt. Op deze wijze is meervoudige functievervulling (bijv. met betrekking tot de flora, de fauna en het landschap) mogelijk.
In figuur 10.16 staat een aantal voorbeelden van meer en minder milieuvriendelijke oevers getekend.
De vooroeververdedigingen en aanliggende verdedigingen hebben als doel om golfenergie te dissiperen voor de waterkering. Hiertoe kan ook riet worden geplaatst voor de waterkering. Als randvoorwaarden van het groeien van riet moet gesteld worden dat de plas, berm of vooroever continu onder water staat.
Doorgroeiconstructies geven het talud na verloop van tijd een groen karakter. Doordat er op een meer meestal weinig fluctuatie van de waterstand plaats vindt, wordt het talud continu op dezelfde plaats aangevallen door kleine golfjes. Dit kan bij de zeer open doorgroeiconstructies leiden tot uitspoeling van het basismateriaal, hetgeen resulteert in verzakkingen en schade aan de bekleding rond de waterlijn.

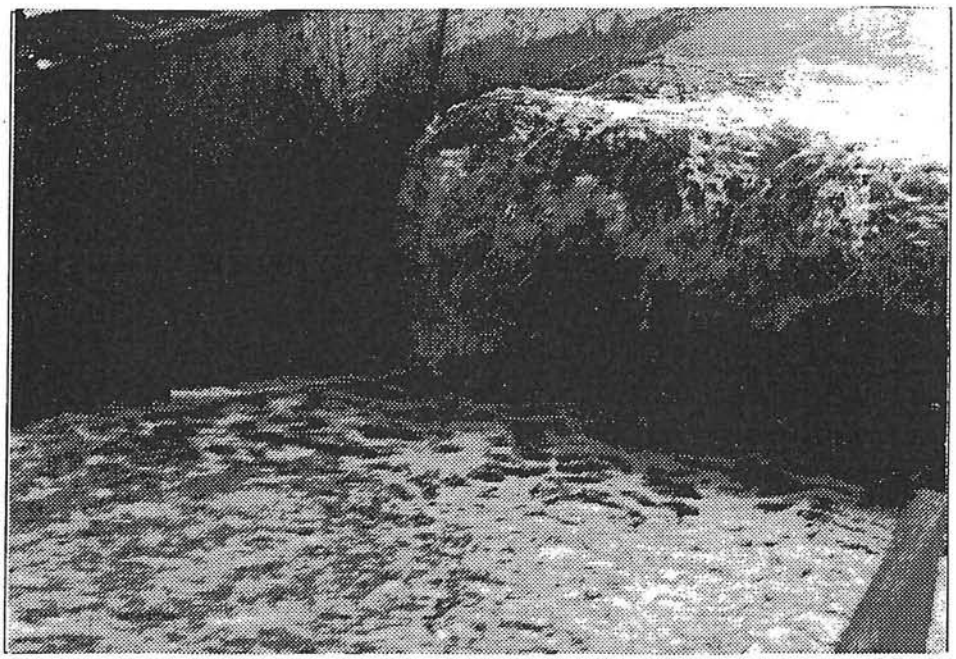
10.4.5 Dimensionering van bekledingsconstructies

In deze paragraaf zal de globale dimensionering van de toplaag van gesloten en open bekledingsconstructies worden behandeld; voor gedetailleerde berekeningen wordt verwezen naar de verschillende handboeken.

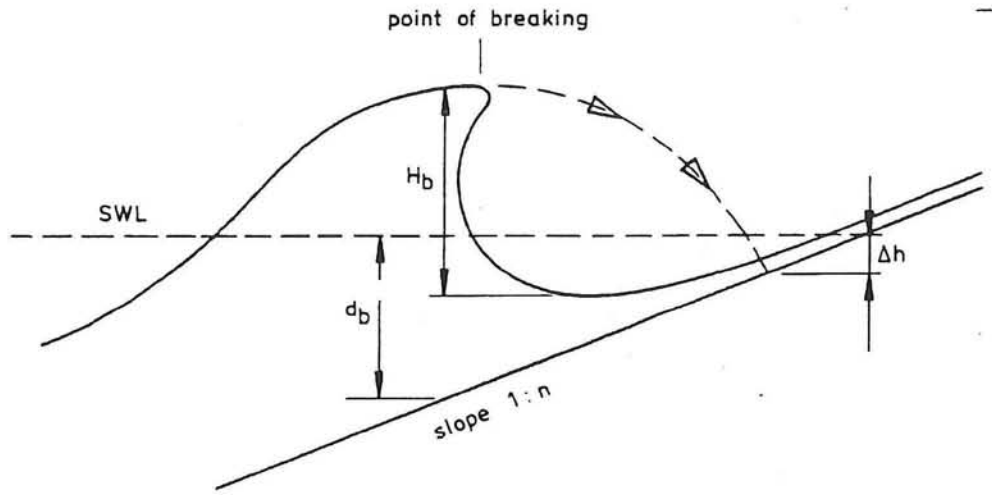
Voor het goed functioneren van de bekleding moet een aantal functionele eisen worden gesteld, te weten:

a. De bekleding moet bestand zijn tegen:
   - de combinatie van golf- en stroomaanval
   - de krachten uitgeoefend door onder meer drijfijs en aanvriezend ijs
   - de overdrukken vanuit het dijklichaam ten gevolge van een verhoogde freatische lijn.

b. De onderliggende gronddeeltjes moeten worden vastgehouden; de bekleding moet mede met een eventueel aanwezige filterconstructie voorkomen dat deze grond-



Proeven in de Deltagoot bij het waterloopkundig laboratorium waarbij de invloed van golfbelasting op een dijktalud wordt onderzocht.



figuur 10,17 De kracht die een overstortende golf op een dijktalud uitoefent.

deeltjes worden uitgespoeld en meegevoerd. Ook de filterconstructie zelf moet door de bekleding tegen uitspoeling worden beschermd.

c. De bekleding moet duurzaam zijn, dat wil zeggen bestand zijn tegen erosie door overspoelend materiaal (zand, grond, stukken natuursteen e.d.) en tegen vorst, licht en chemische invloeden.

d. Om volledig aan haar doel te blijven beantwoorden, is het van belang dat een bekleding eventuele vormveranderingen van het talud kan volgen (zettingen en/of ontgrondingen) zonder het beschermende oppervlak uit zijn verband te rukken. Wanneer de ondergrond plaatselijk verzakt, wordt onderspoeld of door graafwerkzaamheden van dieren wordt ondermijnd en de bekleding dit niet kan volgen, ontstaan holten onder de bekleding, waardoor de constructie ernstig wordt verzwakt, bijvoorbeeld door golfkappen. Een grote onderlinge klemming tussen de betonelementen, waardoor deze niet nazakken, kan in dit verband nadelig zijn. Daarentegen geven sterk geklemde elementen op een gave ondergrond vergeleken met elementen die hun onderlinge verband alleen aan onderlinge wrijving ontlenen, een grotere stabiliteit onder golfaanval te zien.
De eis van flexibiliteit is hier dus tegenstrijdig met de eis van grote stabiliteit onder golfaanval. In de praktijk zal een zo goed mogelijk compromis moeten worden nagestreefd.

e. Het geheel van de bekleding en ondergrond moet stabiel zijn tegen afschuiven.

Voor de wijze waarop een bekledingsconstructie kan bezwijken wordt verwezen naar de "Schadecatalogus voor dijkbekledingen" van Rijkswaterstaat.

Naast de genoemde functionele eisen, die zijn gericht op de primaire functie van de bekleding, kunnen er nog vele andere secundaire functionele eisen van belang zijn. Deze zijn afhankelijk van de nevenfuncties of van de omgeving:

- Landschap:
  - esthetisch verantwoorde vorm en/of kleur (inpassing in het landschap)
  - eventuele reparaties mogen het uiterlijk niet nadelig beïnvloeden
- Recreatie:
  - gemakkelijk te betreden (flauw talud dat niet glad wordt)
  - mogelijkheid om met een boot aan te meren
  - mogelijkheid om een op recreatie gerichte constructie aan te brengen (steiger, trap, berm, trailerhelling enz.)
- Scheepvaart:
  - visuele ondersteuning bij het inschatten van het verloop van de vaarweg, de breedte van de vaarweg en het verloop van het onderwatergedeelte van de oeverbescherming
  - golfdemping
- Natuur:
  - constructie-onderdelen mogen het milieu niet nadelig beïnvloeden
  - inpasbaarheid van de bekleding in de omgeving met flora en fauna
  - mogelijkheid om vegetatie door de bekleding te laten groeien.

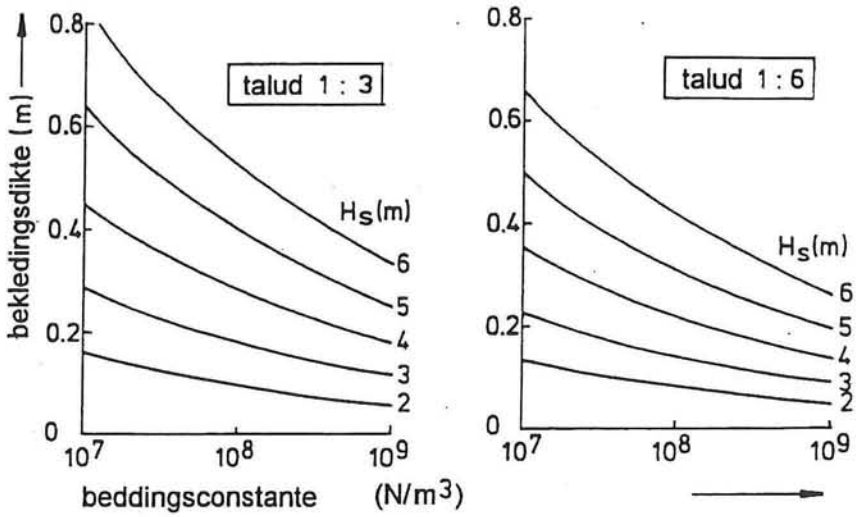
10.4.5.1 Dichte plaatvormige bekleding

Er zal nu eerst worden gekeken naar het dimensioneren van een dichte plaatvormige bekleding. Op de plaatvormige bekleding kunnen overstortende golven grote krachten uitoefenen op de plaat (golfklappen, zie figuur 10.17). De golfklappen zijn dynamische belastingen die door de plaat en de ondergrond moeten worden opgenomen.









figuur 10,18 Ontwerpgrafieken voor het bepalen van de asfaltbetondikte bij een gegeven golfbelasting, talud en beddingsconstante.

In het algemeen trekken onderdelen in een constructie met de grootste stijfheid het grootste deel van de belastingen naar zich toe. In dit geval is dat de plaatvormige bekleding. Voor asfaltbekledingen is een rekenmodel ontwikkeld, gebaseerd op een elastische ondergrond met demping en een elastische asfaltplaat.

Met behulp van dit model kan bij een gegeven golfklap en een bekende bezwijkspanning de benodigde plaatdikte berekend worden met behulp van de formule:

$$D = 0{,}75 \sqrt[5]{\frac{27}{16} \cdot \left(\frac{P}{\sigma_b}\right)^4 \cdot \frac{E}{(1-\nu)^2 \cdot c}}$$

waarin: D = de plaatdikte [m]
P = de golfklap = $P_w.g.q.H_s b$ [N/m^1]
P_w = volumieke massa van water [kg/m$_3$]
H_s = significante golfhoogte [m]
b = breedte waarover de golfklap zich spreidt ($b \approx 0{,}4H$)
q = factor, afhankelijk van het talud

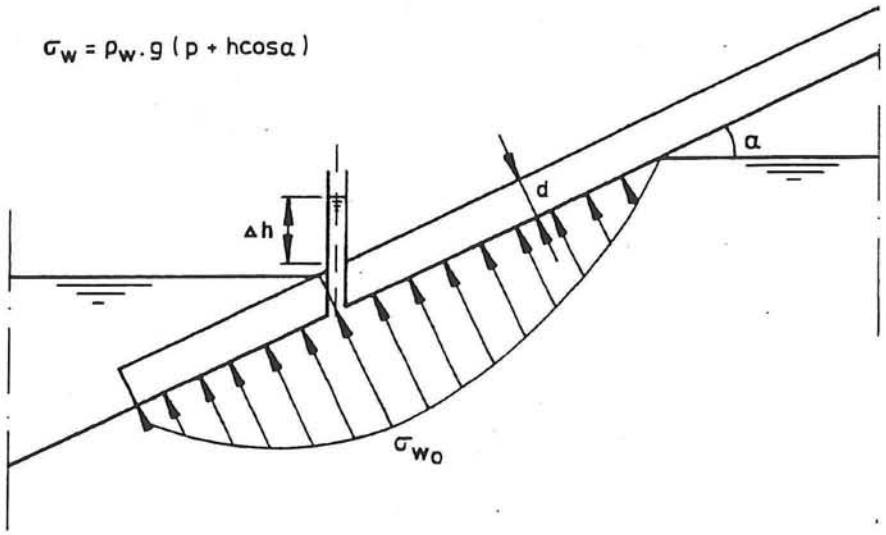
Talud	q
1:2	2,3
1:3	2,7
1:4	2,3
1:5	2

σ_b = maximaal toelaatbare spanning van het plaatmateriaal [N/m^2]
ν = dwarscontractie-coëfficiënt van het plaatmateriaal [-]
c = veerconstante van de ondergrond (= beddingsconstante) [N/m^3]
E = elasticiteitsmodules van het plaatmateriaal [N/m^2]

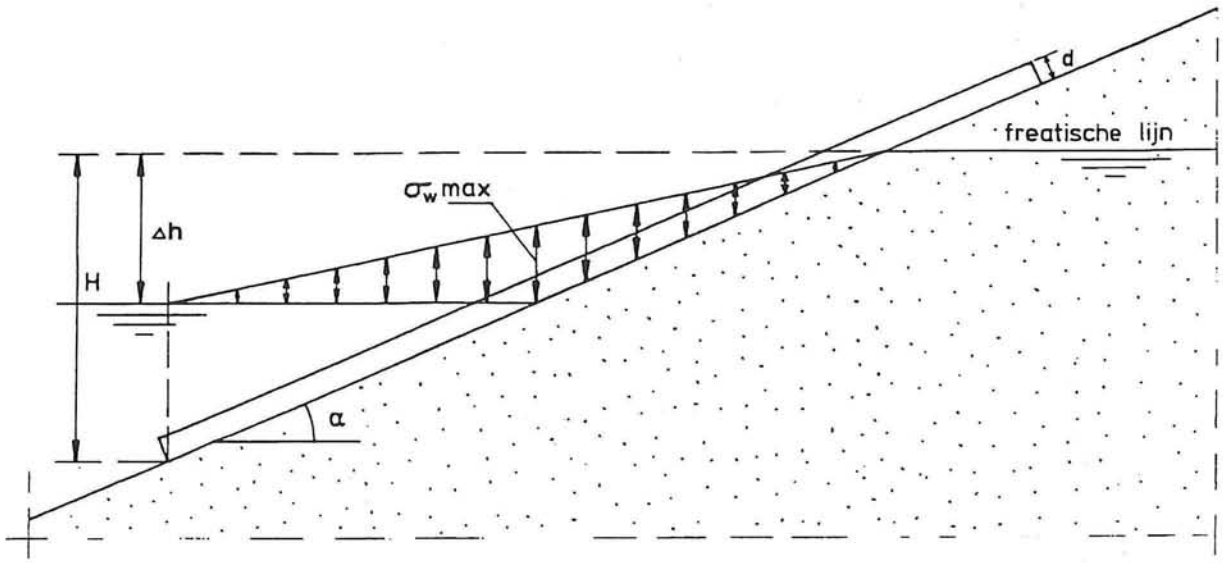
Bij de bepaling van de maximaal toelaatbare spanning in het plaatmateriaal moet rekening worden gehouden het mogelijke vermoeiingsverschijnselen door het hoge aantal belastingswisselingen. De golfklap (P) is een functie van de golflengte en de taludhelling. Er zijn voor diverse asfaltmengsels ontwerpgrafieken waarmee de plaatdikte kan worden bepaald bij gegeven significante golfhoogte (H_s), talud en beddingsconstante (c) (zie figuur 10.18 voor asfaltbeton).

Onder een plaatbekleding kunnen wateroverdrukken voorkomen na een periode van een hoge buitenwaterstand. Een groot aantal factoren is van invloed op de grootte van de overdrukken, zoals:

- hoogte, duur, enz. van het waterstandverloop
- de doorlatendheid van dijklichaam en ondergrond
- de geometrie van het dijklichaam
- de aanwezigheid en het type van een teenconstructie.



figuur 10,19 Overdrukken onder een waterdichte bekleding.



figuur 10,20 Een eenvoudige aanname voor het verloop van de wateroverdruk onder een bekleding.

De wateroverdrukken kunnen worden bepaald met behulp van numerieke grondwaterstromingsmodellen (niet-stationair) of door meting van de stijghoogte bij bestaande constructies.
Een voorbeeld van het mogelijke verloop van de waterspanningen onder de bekleding wordt gegeven in figuur 10.19. De maximale wateroverspanning zit ter plaatse van de buitenwaterlijn.

Een eenvoudige aanname van het verloop van de wateroverdruk staat getekend in figuur 10.20. Volgens dit model is de maximale wateroverdruk onder de bekleding:

$$\sigma_w = \rho_w \cdot g \cdot (\Delta h + D \cdot \cos\alpha)$$

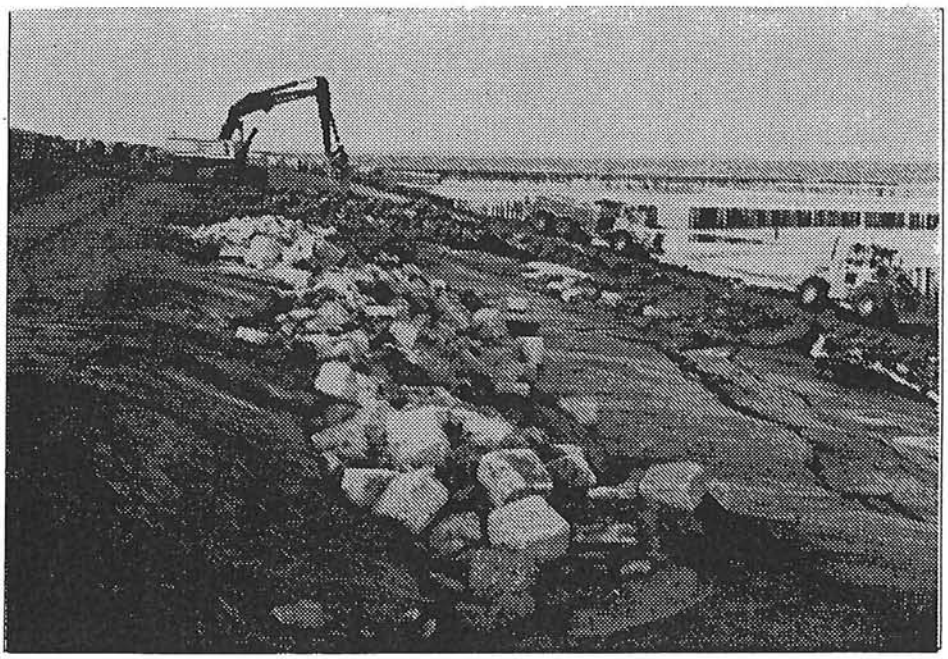
waarin:	σ_w	=	maximale wateroverdruk	[N/m^2]
	ρ_w	=	soortelijke massa van het grondwater	[kg/m^3]
	Δh	=	verschil tussen het freatisch vlak in de dijk en de buitenwaterstand	[m]
	D	=	plaatdikte	[m]
	α	=	taludhoek	[°]

Een overdruk kan de volgende effecten op een bekleding hebben:

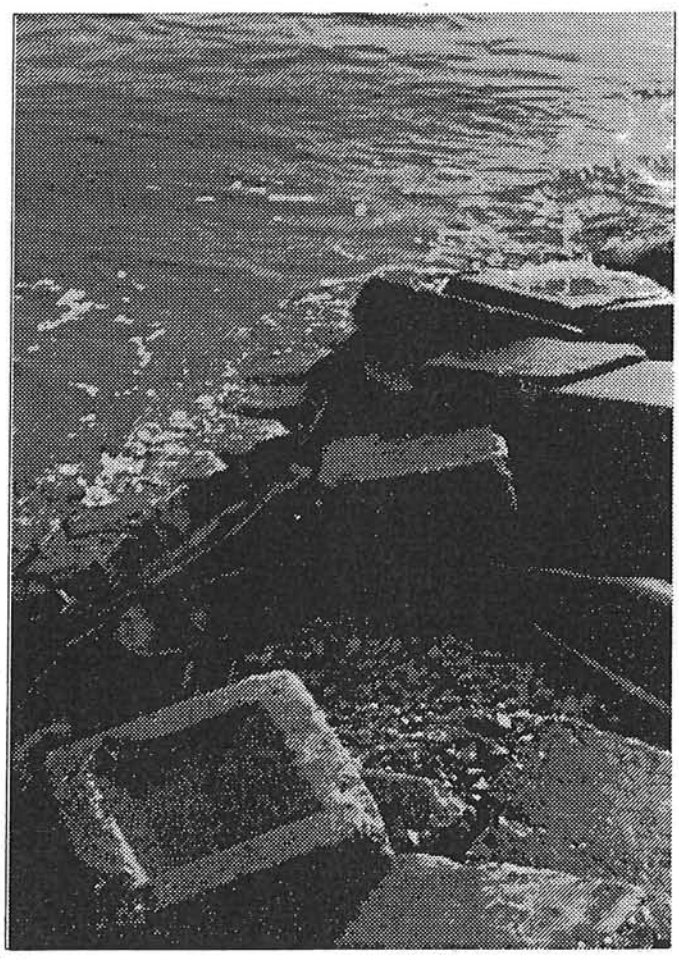
- Indien de component van het eigen gewicht van de bekleding evenwijdig aan het talud op een bepaalde plaats groter is dan de wrijvingsweerstand, zal de bekleding ter plekke willen afschuiven. De wrijvingsweerstand wordt verminderd door een opwaartse waterdruk. De bekleding zal dan gaan hangen aan het hoger liggende deel en gaan rusten op het onderliggende deel, waar de wrijvingsweerstand nog groot genoeg is. Asfalt is een viskeus materiaal, dat wil zeggen dat langdurige belastingen, zoals wateroverdrukken, blijvende vervormingen veroorzaken, die bij herhaald voorkomen van de belasting zodanig groot kunnen worden, dat de bekleding bezwijkt.
  Beton is een relatief stijf en bros materiaal. Bij het overschrijden van een vrij kleine trekspanning kan er direct scheuren van de plaat optreden. Bij een betonnen plaat kan het plaatselijk overschrijden van de wrijvingsweerstand tussen plaat en ondergrond direct kwalijke gevolgen hebben. Om dit te voorkomen zou eventueel een vorm van wapening kunnen worden toegepast, hoewel dan aantasting van de wapening onvermijdelijk lijkt (scheurvorming) tenzij relatief veel wapening wordt toegepast (duur).
- Indien de wateroverdruk plaatselijk het gewicht van de plaat overschrijdt, dan kan er opbolling van de plaat optreden. Bij ongewapend beton kan dit leiden tot buigtrekspanningen die niet door het materiaal kunnen worden opgenomen, waardoor de plaat bezwijkt. Bij asfalt kunnen grote vervormingen optreden die uiteindelijk kunnen leiden tot breuk en bezwijken.
- Als oplichten van de plaat optreedt (zonder breuk) kunnen door grondwaterstroming korrels in de ontstane ruimte worden getransporteerd. Dit heeft het ontstaan van gaten en opbollingen onder de bekleding als gevolg. Daarna kan door golfklappen schade optreden. Het zal duidelijk zijn dat oplichten nooit is toegestaan.

Bij het bepalen van de plaatdikte zijn twee ontwerpcriteria van belang, te weten:

- het afschuifcriterium
- het opdrijfcriterium



Schade aan asfaltbekleding.



Schade aan een betonblokken bekleding.

Het afschuifcriterium

Bij een asfaltplaat mag bij vaak optredende (getij) belastingsomstandigheden de bekleding niet afschuiven. Bij een ongewapend betonnen plaat mag plaatselijk de schuifweerstand tussen bekleding en ondergrond nooit worden overschreden ter voorkoming van scheuren. De plaatdikte moet voldoen aan:

$$D \geq \frac{f \cdot \sigma_w}{\rho_p \cdot g \cdot (f \cos\alpha - \sin\alpha)}$$

waarin: f	=	wrijvingscoëfficiënt = $\tan\phi$ indien $\phi < \theta$, anders $\tan\theta$	[-]
ϕ	=	hoek van inwendige wrijving van de ondergrond	[°]
θ	=	wrijvingshoek tussen bekleding en ondergrond	[°]
ρ_p	=	volumieke massa van het plaatmateriaal	[kg/m^3]

Het opdrijfcriterium

Zowel asfalt- als betonplaten mogen in geen geval opbollen ter voorkoming van bezwijken. Hieruit vloeit voort:

$$D \geq \frac{\sigma_w}{\rho_p \cdot g \cdot \cos\alpha}$$

Bij de bovenstaande criteria is geen rekening gehouden met het feit dat de plaat enige buig- en trekspanningen kan opnemen.

10.4.5.2 **Constructies met gezette steen als toplaag**

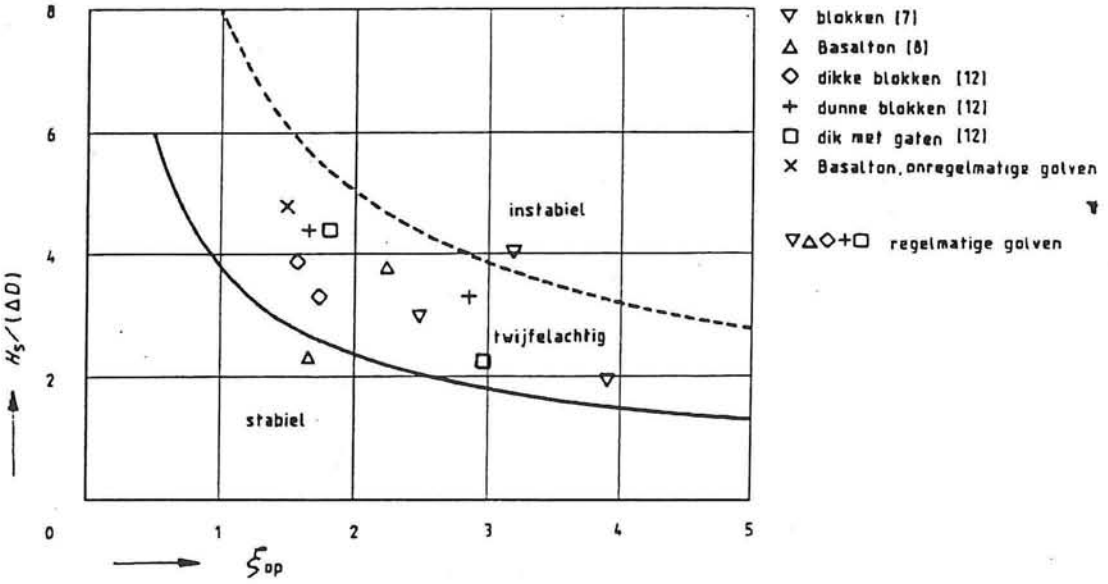
Gezette steen kan zowel bij dichte als open constructies worden toegepast als toplaag. De hoofdfunctie van de gezette steen is het weerstand bieden tegen golf- en stroomaanval.

De stabiliteit van de toplaag is afhankelijk van zowel de aard van de gezette steen als de opbouw van de onderlagen. Voor de toplaag kan onderscheidt worden gemaakt in:

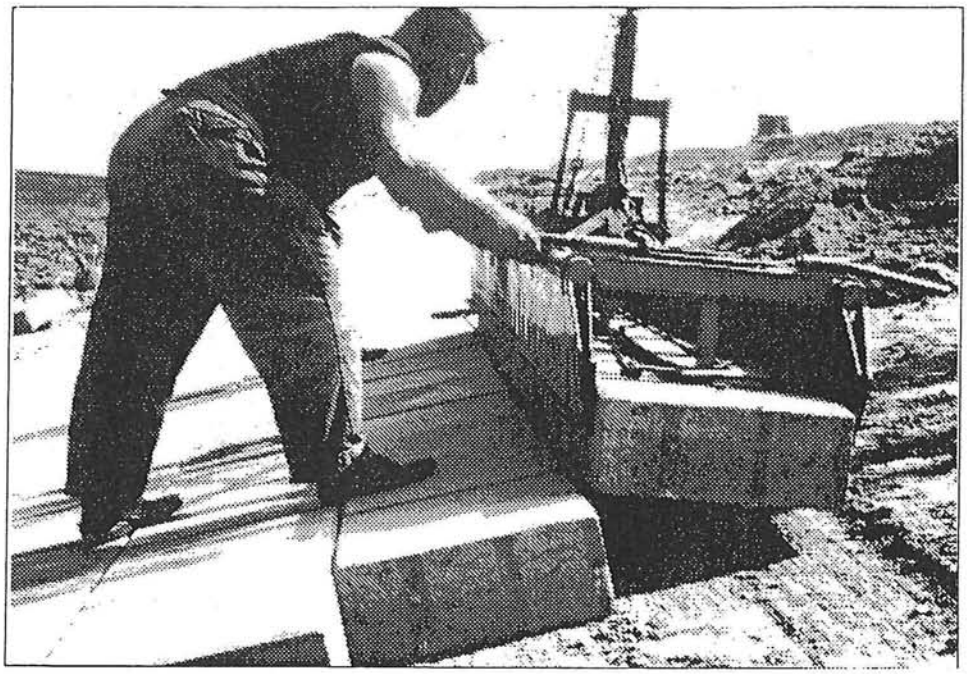
- Ingeklemde stenen: in verband geplaatste geprefabriceerde stenen, waarvan die met een blok- of zuilvorm de meest bekende zijn. Ondanks dat de meeste stenen van dit type geklemd liggen, moet er worden gedimensioneerd op een enkele steen die los ligt.
- Blokkenmat: geprefabriceerde stenen die onderling door kabels of een geotextiel zijn verbonden tot een mat. De dimensionering is hetzelfde als bij een toplaag van losse steen.
- Interlock stenen: geprefabriceerde stenen die door hun vorm in elkaar haken, waardoor individuele stenen moeilijker uit de zetting kunnen worden gelicht.

Voorbeelden van de opbouw van de onderlagen zijn van buiten naar binnen gegeven in onderstaande lijst:

toplaag - uitvullaag - mijnsteen - basis
toplaag - uitvullaag - mijnsteen - geotextiel - basis
toplaag - grind of steenslag - geotextiel - klei - basis
toplaag - geotextiel - basis (alleen bij relatief lage belasting)
toplaag - geotextiel - klei - basis
toplaag - klei - basis



figuur 10,21 Ontwerpgrafiek voor het bepalen van de blokdikte van een steenzetting.



Machinaal zetten van een betonblokkenbekleding.

In het CUR/TAW-rapport 155 "handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen" staat een aantal methoden gegeven voor het dimensioneren van gezette steenconstructies te weten:

- een globale methode (alleen voor de stabiliteit van de toplaag)
- een analytische methode (voor de stabiliteit van de toplaag en de inzanding van het filter)
- numerieke modellen (voor de stabiliteit van de toplaag en de inzanding van het filter)
- modelonderzoek (voor de stabiliteit van de toplaag en de inzanding van het filter)

Hier zal volstaan worden met een korte beschrijving van de globale methode. De globale methode is de eerste stap in de beoordeling van de stabiliteit van een gezette steenconstructie belast door golven.

Het doel van de methode is om snel een eerste schatting van de dikte van de toplaag te verkrijgen. De methode is gebaseerd op:

- resultaten van grootschalig modelonderzoek
- berekeningen met de analytische methode
- berekeningen met STEENZET/1 + (computerprogramma).

De globale methode legt direct de relatie tussen de belangrijkste belastingparameter, namelijk de brekerparameter ξ en de verhouding $H_s/(\Delta D)$. Hierin is H_s de optredende significante golfhoogte en ΔD kan worden gezien als een soort effectieve dikte van de toplaag:

$$(\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \text{ en } D = \textit{dikte van de toplaag})$$

De relatie tussen ξ en $H_s/(\Delta D)$, waarbij het oplichten van een losse steen wordt geïnitieerd, is afhankelijk van het constructietype. De volgende hoofdindeling wordt aangehouden:

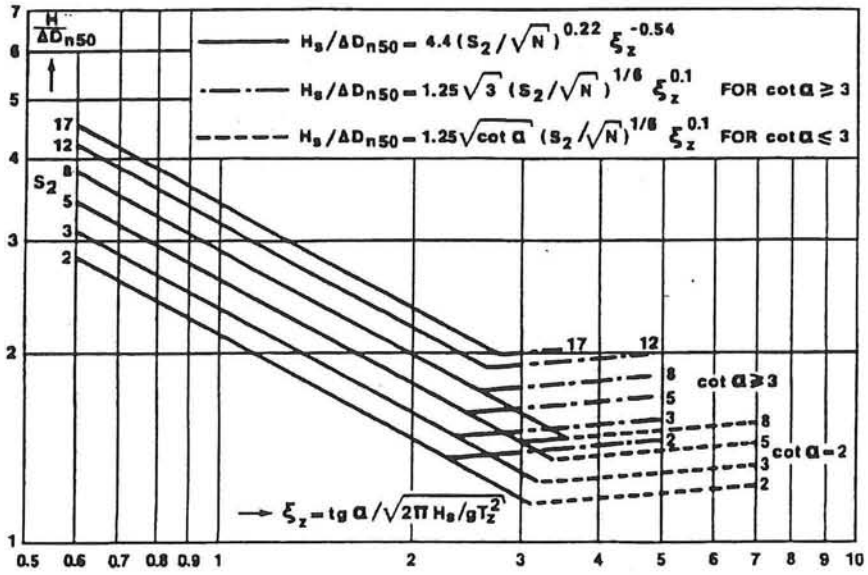
1. ingeklemde stenen op een geotextiel op zand
2. ingeklemde stenen direct op klei (of met een geotextiel)
3. ingeklemde stenen op een granulair filter
4. geschakelde stenen op een geotextiel op zand
5. geschakelde stenen direct op klei (of met geotextiel)
6. geschakelde stenen op een granulair filter.

Naast deze hoofdindeling wordt er nog een nevenindeling voor zettingen op een granulair filter gebruikt (voor zowel constructietype 3 als 6). Er wordt onderscheid gemaakt tussen gunstige, normale en ongunstige constructies ten aanzien van het optreden van het stijghoogteverschil over de toplaag.

Voor al deze gevallen geeft "CUR/TAW-rapport 155" een ontwerpgrafiek waarmee bij bekende brekerparameter en golfhoogte de vereiste dikte van de toplaag kan worden bepaald (Een voorbeeld van zo'n ontwerpgrafiek staat in figuur 10.21).

10.4.5.3 Toplaag van los gestorte stenen

Voor de beoordeling van de stabiliteit van stortstenen bekledingsconstructies onder golfaanval is in het verleden veelal de formule van Hudson gebruikt. Deze formule



figuur 10,22 Stabiliteit van stortsteen op een ondoorlatende kern bij aanval door windgolven.

heeft als nadeel dat de duur van de belasting (of aantal golven) niet in beschouwing wordt genomen. De stabiliteitsformule van "Van der Meer" doet dit wel.

De formule luidt:

1. Brekende golven ($\xi < \xi_m$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 6,2 \cdot P^{0,18} - (S/\sqrt{N})^{0,2} \cdot \xi^{-0,5}$$

2. Niet brekende golven ($\xi > \xi_m$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (S/\sqrt{N})^{0,2} \sqrt{cotan\alpha} \cdot \xi^P / P^{0,13}$$

waarin:

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_s / L_o}}$$

$$\xi_m = (6,2 \cdot P^{0,31} \cdot \sqrt{\tan\alpha})^{\frac{1}{P+0,5}}$$

S	=	schadefactor = A / D_n^2	[-]
A	=	schadeoppervlak in een doorsnede	[mm_2]
D_n	=	nominale steendiameter = D_{60} = diameter van de steen die 50% van de zeefcurve overschrijdt	[mm]
P	=	doorlatendheidscoëfficient van de constructie	[-]
		De doorlatendheid van de constructie heeft een positief effect op de stabiliteit van de toplaag. (Doorlatende kern: P = 0,5; ondoorlatende kern: P = 0,1) Bij dijken is er meestal sprake van een ondoorlatende kern.	
N	=	aantal golven = aantal belastingen	

Bij toepassing van breuksteen als taludbekleding voor dijken en oevers is meestal sprake van een ondoorlatende kern. Hierbij kan het bovengenoemde criterium gesimplificeerd worden tot de vorm die in figuur 10.22 wordt weergegeven. Hierbij is het aantal golven gelijk aan N = 3.000 aangehouden. In deze figuur zijn ook de stabiliteitsrelaties voor niet brekende golven aangegeven ($\xi > 3$).

Voorbeeld 12

Gegeven: Een talud dat moet worden beschermd met los gestorte steen. Voor de ontwerpbelasting wordt een 4 uur durende storm aangehouden met golven met $H_s = 2$ m , $T_p = 5$ s (hieruit volgt $L_o = 40$ m).

De kern van de waterkering is ondoorlatend. De doorlatendheid van de laag met stortsteen wordt in rekening gebracht met $P = 0{,}1$.

Bij het ontwerp moet rekening worden gehouden met een lage verwachting voor het onderhoud. Gekozen is voor $S = 2$, hetgeen betekent dat er bij de ontwerpstorm naar verwachting in een doorsnede een aantal stenen zullen verplaatsen met een oppervlak ter grootte van 2 maal het oppervlak van de nominale steendiameter.

$\rho_s = 2650\ kg/m^3$ *en* $\rho_w = 1000\ kg/m^3$

h.u.v $\Delta = 1{,}65$

Gevraagd: Bereken de nominale steendiameter

Oplossing:

brekerparameter:

$$\xi = \frac{1/3}{\sqrt{2/40}} = 1{,}49$$

$$\xi_m = (6{,}2 \cdot 0{,}1^{0{,}31} \cdot \sqrt{1/3})^{\frac{1}{0{,}6}} = 2{,}55$$

$\xi < \xi_m$ *dus brekende golven*

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 6{,}2 \cdot 0{,}1^{0{,}18} - (2/\sqrt{2880})^{0{,}2} \cdot 1{,}49^{-0{,}50} = 3{,}67$$

$$D_n = \frac{2}{1{,}65 \cdot 3{,}67} = 0{,}33\ m$$

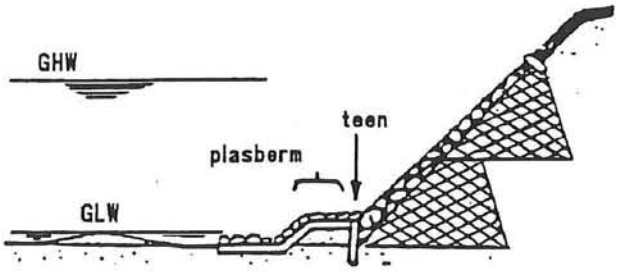
10.4.6 Overgangsconstructies

De ervaring van veel beheerders is, dat bij de overgang van het ene naar het andere type bekleding en bij de beëindigingen van de bekleding, de meeste schade optreedt. Het is daarom verstandig om extra aandacht te besteden aan:

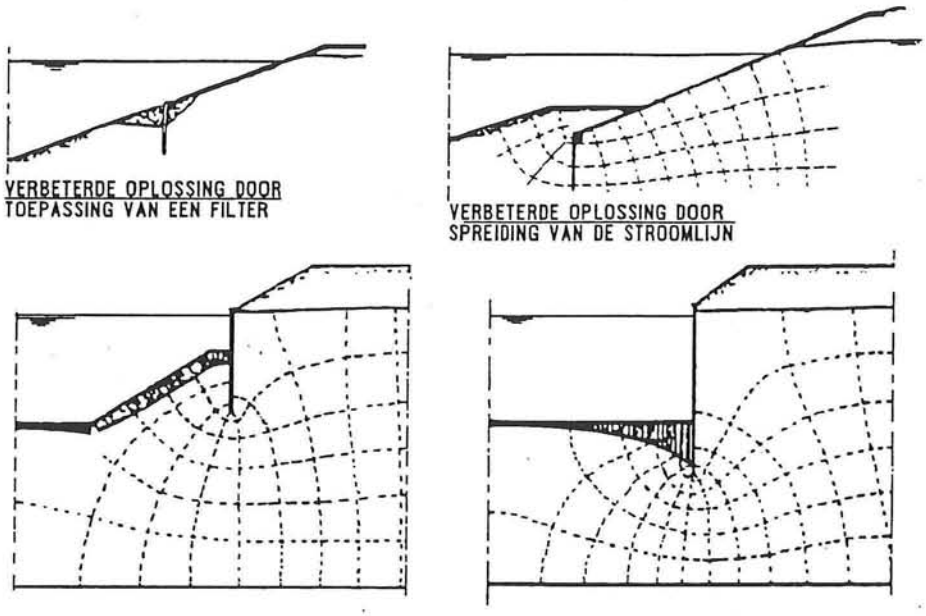
- de teenconstructie
- overgangen van verschillende bekledingstypen
- de bovenbegrenzing van de harde bekleding.

De teenconstructie heeft als functie, de bekleding te ondersteunen en te beschermen tegen ontgrondingen vanaf de onderkant van het talud.

Bij de teen van een dichte constructie moet de teenconstructie tevens zorg dragen voor spreiding van de stroomlijnen van de grondwaterstroming om uitspoeling van dijkmateriaal te voorkomen.



figuur 10,23 Plasberm.



figuur 10,24 Vermindering van de stromingsdruk door spreiding van de stroomlijnen.

Bij zeedijken wordt de teenconstructie meestal om uitvoertechnische redenen boven laag water aangebracht. In dit gebied is geen zware golfaanval te verwachten.
De teenconstructie kan bestaan uit een beplanking die steunt tegen een open rij perkoenpaaltjes. Deze constructie kan in zowel hout als beton worden uitgevoerd. In het geval er kans bestaat op erosie van het gebied voor de teen (door afkalving of langsstroom) kan men voor de constructie een plasberm aanbrengen en deze bestorten of met behulp van gietasfalt vast leggen (zie figuur 10.23).
Bij de teenconstructie van een dijk met een dichte bekledingsconstructie moet zorg gedragen worden voor de spreiding van de uitstroming van grondwater. Dit kan door het aanbrengen van een filterconstructie voor de opsluiting van de bekleding (zie figuur 10.24).

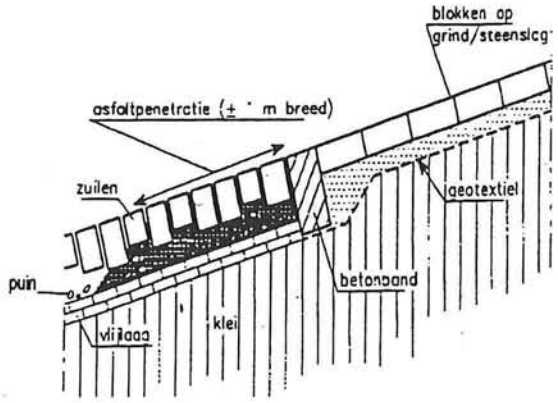
De functionele eisen die moeten worden gesteld aan een overgangsconstructie zijn gericht op de stabiliteit van de totale constructie, zodat voorkomen wordt dat de constructie bezwijkt ten gevolge van schade bij de overgang.
Deze eisen zijn:

1. Sterkte
   De overgangsconstructie moet minstens even sterk zijn als de zwaarste van de aansluitende bekledingen. Het onderliggende dijklichaam moet even goed beschermd zijn ter plaatse van de overgangsconstructie als bij de aansluitende bekledingen.
2. Filterwerking
   De waterdoorlatendheid van de toplaag ter plaatse van de overgang moet bij voorkeur minstens zo groot zijn als de meest doorlatende van de aansluitende bekledingen. Die van het filter onder een steenzetting moet bij voorkeur beperkt blijven tot maximaal zo groot als de minst doorlatende.
   Bij steenzettingen wordt hiervan vaak afgeweken omdat de benodigde klemming en zanddichtheid zonder penetratie met gietasfalt of cement nauwelijks te realiseren is. Door de penetratie zal de doorlatendheid veel kleiner zijn dan de aangrenzende bekledingen.
   Bij toepassen van verschillende onderlagen mag er geen materiaaltransport van de ene laag naar de ander plaatsvinden, of vanuit de ondergrond in de filterlagen.
3. Flexibiliteit
   De overgangsconstructie moet even flexibel zijn als de aansluitende bekledingen, zodat die de lokale zettingen eenvoudig kan volgen zonder dat holten ontstaan.
4. Duurzaamheid
   De duurzaamheid van de overgang moet minstens zo groot zijn als de aansluitende bekledingen.

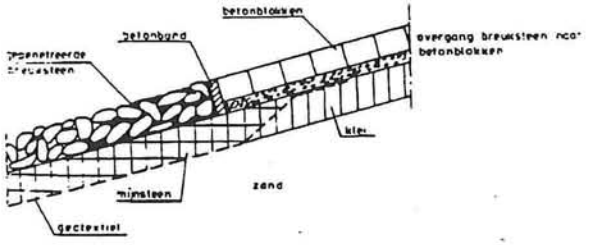
Voor een uitgebreide beschrijving van het dimensioneren van een overgangsconstructie wordt verwezen naar het T.A.W.-rapport "Overgangsconstructies in dijkbekledingen".

In het volgende wordt een aantal principe-oplossingen gegeven voor overgangsconstructies (bron: TAW-rapport "Overgangsconstructies in dijkbekledingen").

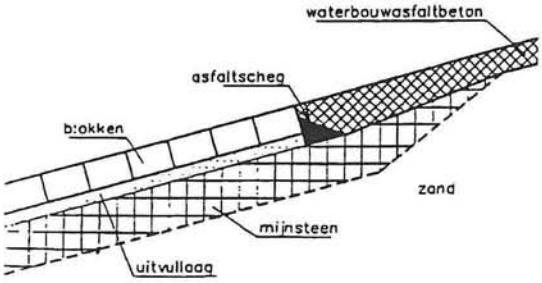
Overgang van zuilen naar blokken
In figuur 10.25 is een voorbeeld gegeven van een overgangsconstructie tussen een basaltbekleding op puin en vlijlagen en een bekleding met rechthoekige blokken op grind of steenslag en een geotextiel. Ter plaatse van de overgang is het noodzakelijk



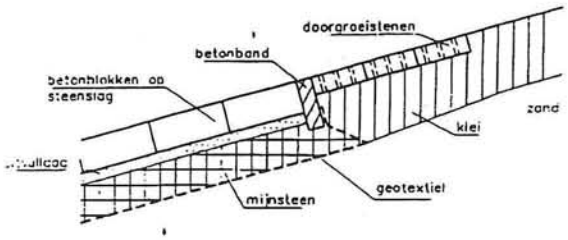
figuur 10,25 De overgang tussen zuilen en blokken op een filter.



figuur 10,26 De overgang tussen stortsteen en blokken.



figuur 10,27 De overgang tussen blokken op mijnsteen en asfalt.



figuur 10,28 De overgang tussen blokken op mijnsteen en gras.

een betonband te gebruiken, omdat basalt (en zuilen in het algemeen) geen mooi recht uitgangspunt zijn om de blokken tegenaan te plaatsen.
Het in een rechte lijn stellen van de betonband is niet eenvoudig, maar wel uitvoerbaar. Er wordt hier ook wel gebruik gemaakt van palen, waarmee gemakkelijker de rechte lijn is te verkrijgen. De palen hebben echter ook nadelen:

1. nauwelijks te repareren als de palen gaan rotten;
2. bij geringe verzakking langs het talud vormt de palenrij een discontinuïteit die kan leiden tot ongewenste spleten en verminderde inklemming van de stenen;
3. ondergrond zou kunnen uitspoelen langs de palen.

Overgang van breuksteen naar gezette steen
Een in de praktijk voorkomende overgangsconstructie van breuksteen naar blokken op grind is weergegeven in figuur 10.26. Voor de afgebeelde constructie bestaat de onderlaag uit klei, vanwege de plaatselijke beschikbaarheid ervan. Voor de onderlaag kan ook gebitumineerd zand gebruikt worden.

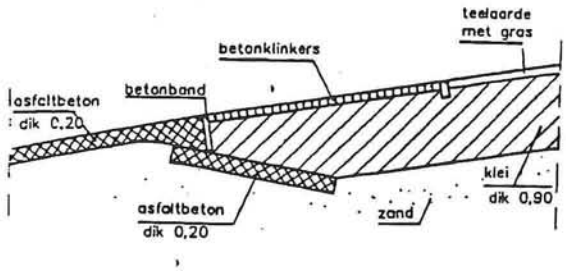
Overgang van gezette steen naar asfalt
Bij de overgang van blokken op een uitvullaag en mijnsteen naar asfalt is het van belang om de mijnsteen nog iets onder de asfaltbekleding te laten doorlopen, zoals weergegeven is in figuur 10.27. Hierdoor is er geen verticale naad waardoorheen het onderliggende zand kan uitspoelen.
De mijnsteenlaag onder het asfaltbeton moet heel geleidelijk dunner worden om ongelijke verzakking te spreiden over een groot oppervlak.

Na het leggen van de blokken is het aan te bevelen om een asfaltscheg langs de blokken te leggen om te voorkomen dat nog tijdens de uitvoering, bij het belopen van de bovenste rij blokken, deze gaan "druipen" (roteren en wegzakken).

De bovenste rijen blokken kunnen niet met gietasfalt worden gepenetreerd omdat de spleten tussen de blokken te klein zijn. Daardoor is het mogelijk dat hier relatief veel losse blokken voorkomen. Eventueel kan overwogen worden tapse blokken te gebruiken die wel zijn te penetreren.

Overgang van gezette steen naar gras
De beëindiging van de zetting bij de overgang naar een "bekleding" van gras op klei moet niet te abrupt zijn. Tegen het vertrappen van het gras door het beweidingsvee is een geleidelijke overgang belangrijk. Bij de overgang is de grasmat gevoelig voor erosie als gevolg van de slechte groeiconditie voor het gras en de grotere ruwheid van de grasmat ten opzichte van de onderliggende bekleding. Erosieproblemen kunnen ondervangen worden door gebruik te maken van doorgroeistenen, doorgroei-elementen of in de klei gestrate klinkers. Een voorbeeld van een overgang is gegeven in figuur 10.28. Voor een goede doorgroei is vereist dat de gaten in de stenen gevuld worden met grond die zo weinig mogelijk afwijkt van de onderliggende grond.

De betonband zorgt voor een goede opsluiting van de blokkenglooiing waartegen het geotextiel opgezet kan worden. Dit maakt inspoeling van klei naar het filter onmogelijk. Ook zonder de betonband kan deze overgang goed uitgevoerd worden. Het geotextiel kan hierbij tussen het betonblok en het doorgroeielement geklemd worden.



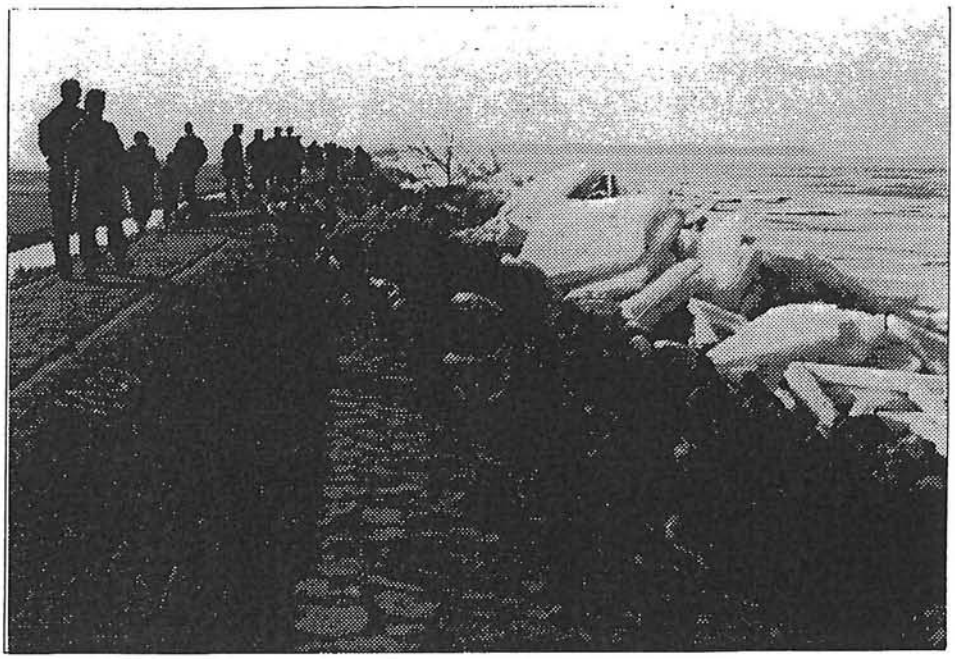
figuur 10,29 De overgang tussen asfalt en gras.

Soms wordt de opsluiting verzekerd door een rij perkoenpalen met een opgespijkerd houten schot of een betonband. Deze palen zijn echter constructief gezien niet noodzakelijk als er geen diepe ontgronding van het gras te verwachten is, bijvoorbeeld bij een hoge beëindiging van de betonblokkenbekleding.

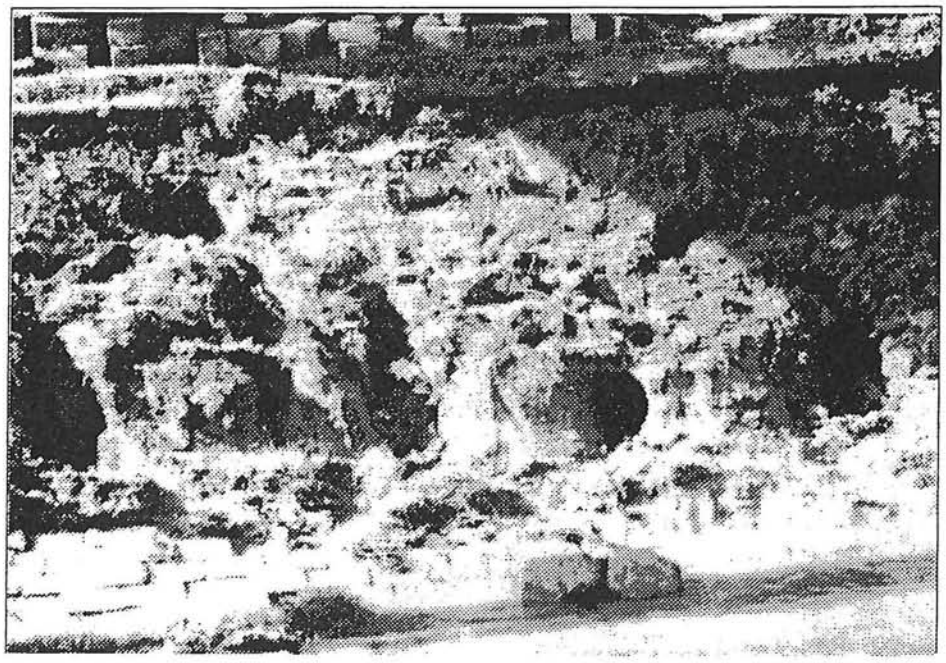
Overgang van asfalt naar gras

Aansluitingen van asfalt op klei kunnen uitgevoerd worden als aangegeven in figuur 10.29. De doorgroeiblokken geven het gras extra sterkte op de plaats waar de belasting wat groter is door de overgang van het relatief gladde asfalt naar het gras. Om uitdroging te voorkomen dient de kleilaag op het buitenbeloop en onder bekledingen minstens 80 cm dik te zijn. Bij de constructie is de verticale naad geblokkeerd door een aparte laag asfaltbeton. De aansluitende doorgroeiblokken of klinkers kunnen eventueel opgesloten worden door een betonband. De betonband tussen het asfaltbeton en de betonklinkers kan als bekisting gebruikt worden tijdens het aanbrengen van het asfaltbeton. Indien hiervoor een tijdelijk (houten) bekisting gebruikt wordt, kan de betonband in de definitieve constructie weggelaten worden.

In het algemeen is het aan te bevelen, overgangen in verschillende soorten bekledingen op het buitenbeloop zoveel mogelijk te vermijden. Vaak is dit echter niet mogelijk, zoals bijvoorbeeld bij het verbreden van een reeds bestaande verharde bekleding, of niet wenselijk, zoals bij de toepassing van golfoploopremmende elementen.



Kruiend ijs kan grote schade aan de waterkering toebrengen.



Graverij van muskusratten bedreigt de waterkeringen.

11. BIJZONDERE BELASTINGEN

(Bron: CUR/TAW-rapport 155, Handboek voor dimensioneren van gezette taludbekleding)

Naast de hydraulische belasting moet bij de dimensionering rekening worden gehouden met het voorkomen van bijzondere belastingen, zoals:

- ijsbelasting
- scheepsaanvaringen en ankerworpen
- wrakhout, drijvend vuil, enz.
- recreatie en vandalisme
- biologische invloeden.

Deze aspecten worden onderstaand kort toegelicht. Een formulering van dimensioneringsregels is helaas nog niet mogelijk door het ontbreken van voldoende kennis over deze belastingen in relatie tot het ontwerp. Als gevolg van zware ijsbelasting, met name kruiend ijs, kan een dijkbekleding en een teenconstructie zwaar beschadigd raken. Het bewegende ijs kan de bekleding meesleuren, vooral als er voldoende aangrijpingspunten zijn in de vorm van een ruw oppervlak of uitsteeksels, of als het talud steil is (steiler dan 1:3). Ook kunnen kleine steile dijken, zoals er vele langs de rivieren zijn, plaatselijk in zijn geheel worden verschoven.
IJsbelasting is vooral bij zoet water een bedreiging voor de dijk, omdat enerzijds het zoete water vaker bevriest dan zout water en anderzijds het ijs van zoet water in het algemeen sterker (harder) is dan het ijs van zout water. Ondanks de grote schade die ijs kan veroorzaken, is inundatie van het achterland hierdoor toch zeldzaam. Hiervoor zou het gepaard moeten gaan met een hoge waterstand en een zware golfaanval, zodat het dijklichaam onder de beschadigde bekleding verder kan eroderen en doorbreken.
Zo'n samenloop van omstandigheden is vooral zeldzaam, omdat golfhoogte door het ijs op het water sterk wordt beperkt. Er is nog onvoldoende kennis voorhanden om een waterkering te kunnen dimensioneren op het weerstaan van een zware ijsbelasting. Voor een overzicht van de beschikbare kennis kan worden verwezen naar de door het IAHR (Working group on ice forces on structures) gepubliceerde rapporten.
Van het volgende mag een gunstige invloed worden verwacht:

- flauw talud
- glad oppervlak, zonder uitsteeksels
- berm boven de maatgevende waterstand (met duidelijke voorrand).

Een aanvaring van de dijk door een (stuurloos) schip zal juist optreden als het stormt en als er dus ook een zware golfaanval en een hoge waterstand is. Een met vol vermogen draaiende scheepsschroef nabij de bekleding kan al voldoende zijn voor ernstige schade.
Daardoor is het een reëel gevaar voor de veiligheid van het achterland dat een schip de initiële schade aan de bekleding veroorzaakt en vervolgens de hydraulische belasting zorgt voor een dijkdoorbraak.
De dijkbekledingen langs kanalen en rivieren lopen ook kans beschadigd te raken door een scheepsaanvaring. Er dient onderscheid te worden gemaakt tussen:

1. zomerdijk
2. schaardijk
3. bandijk langs een uiterwaard.

Alleen bij een schaardijk kunnen er consequenties zijn voor de veiligheid, omdat een zomerdijk geen veiligheidsfunctie heeft en het kan worden uitgesloten dat een schip een bandijk langs een uiterwaard kan bereiken.
Thans zijn echter geen betrouwbare rekenregels bekend, waarmee de bekleding (of de dijk) zo kan worden gedimensioneerd dat een scheepsstranding geen schade kan veroorzaken.

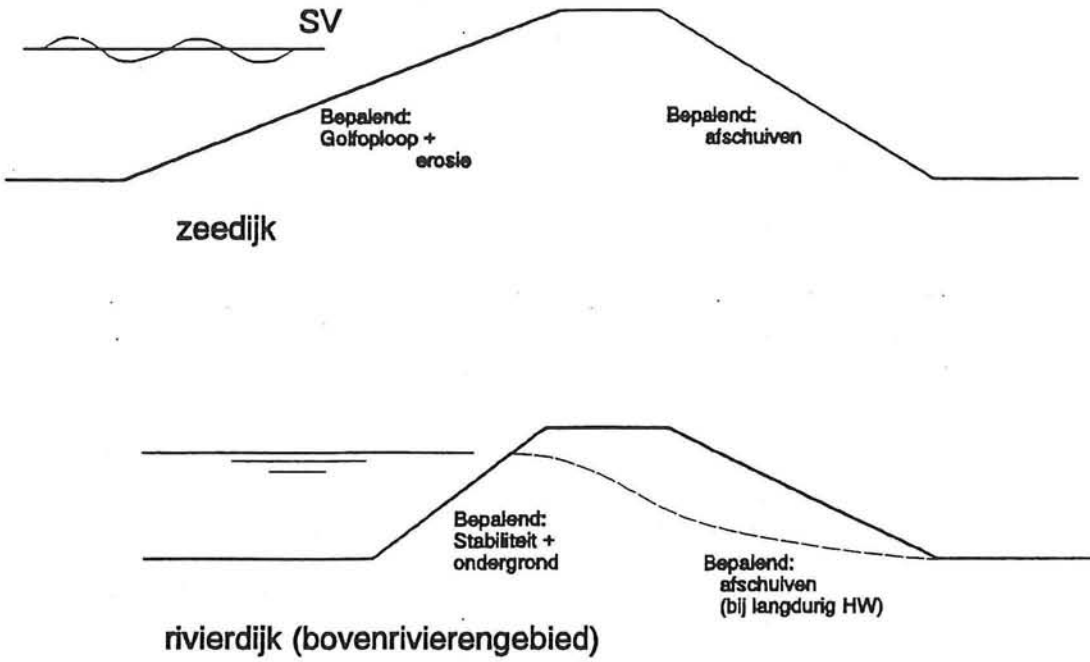
Drijvend vuil en wrakhout is in het algemeen te klein om serieuze schade aan de bekleding te veroorzaken.

Door recreanten en door vandalisme kan er lokaal schade aan de bekleding worden veroorzaakt. Gedacht kan worden aan het uitlichten van een steen, het stoken van een kampvuur of het doorprikken van een geotextiel met een hengelstandaard. Het ontwerp van de constructie moet zodanig zijn dat dit laatste niet mogelijk is, omdat dit moeilijk te signaleren en te repareren is. Het overige is van belang voor de onderhoudsstrategie.
Op plaatsen waar veelvuldig stenen worden weggehaald, kunnen de losse stenen worden ingegoten met gietasfalt. Het is af te raden om een groot aaneengesloten oppervlak van meer dan ongeveer 20 m^2 in te gieten, omdat de verlaging van de doorlatendheid van de toplaag de belasting op de stenen door opwaartse waterdruk aanmerkelijk doet verhogen.

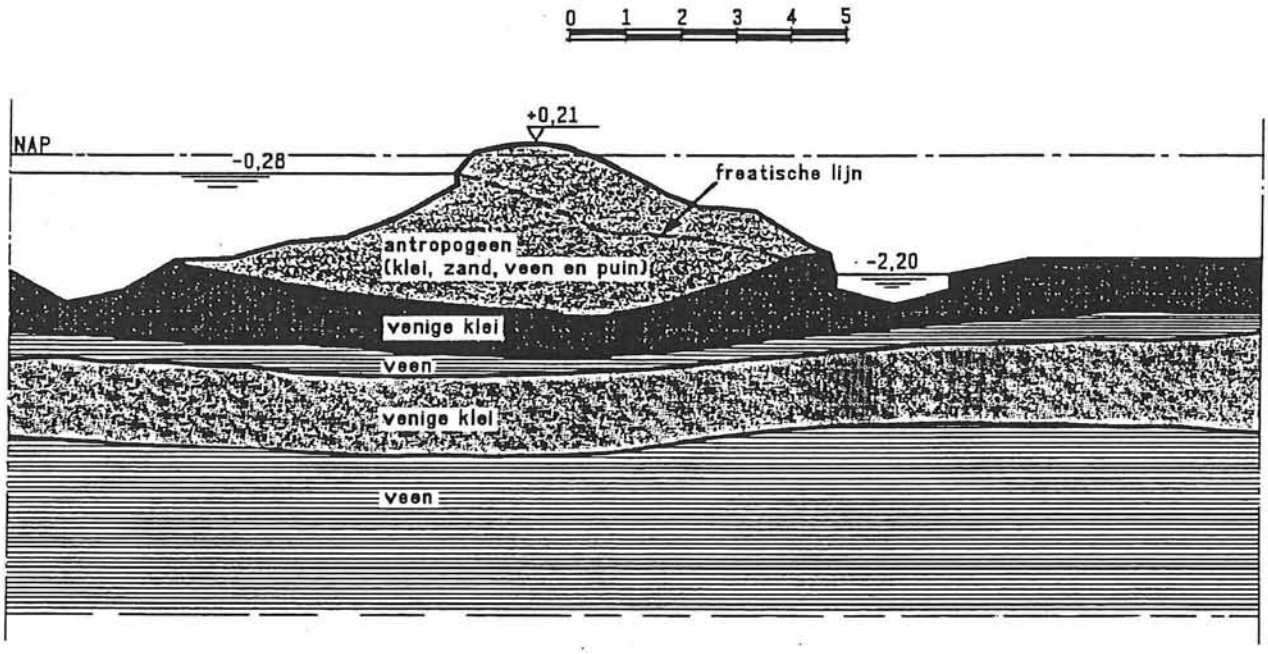
Bij het ontwerp dient ook aandacht geschonken te worden aan de belasting door biologische activiteiten: de graverij van muizen, mollen, woelratten, muskusratten, beverratten, konijnen, vossen en dassen.
Vooral bij dijken met een kern van zand, afgedekt met klei, is het zeer wel mogelijk dat hierdoor 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 dijktalud onopgemerkt geheel geperforeerd raken. Dit komt vooral voor bij langs de dijken gelegen waterpartijen, zoals wielen en strangen, en bij schaardijken.

Voor de beoordeling van de veiligheid van bestaande waterkeringen wordt gewezen op de mogelijkheid van schade door holtevorming door afstervende wortels van boom- of struikbeplanting, en door het omwaaien van bomen. Boom- en struikbeplanting belemmeren bovendien een goede bezonning van de bodem, waardoor de ontwikkeling van een goede grasmat kan worden belemmerd.



figuur 12,1 Het verschil tussen de vorm van een zeedijk en een rivierdijk.



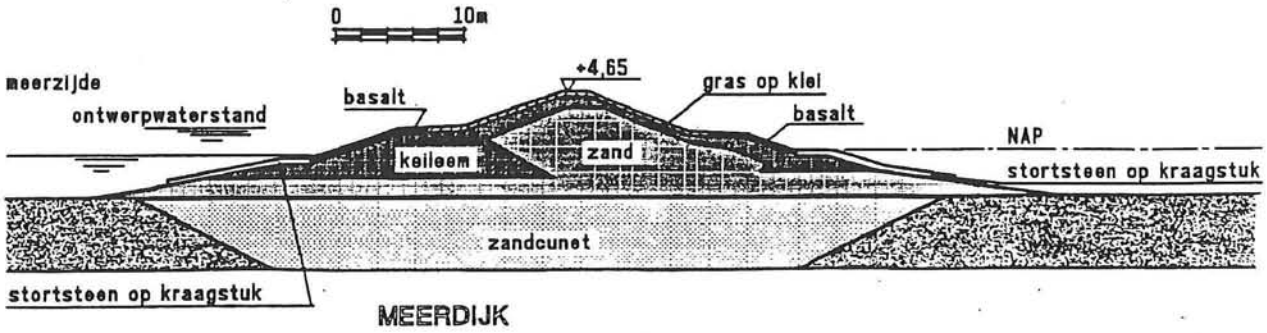
BOEZEMKADE

figuur 12,2 Boezemkade.

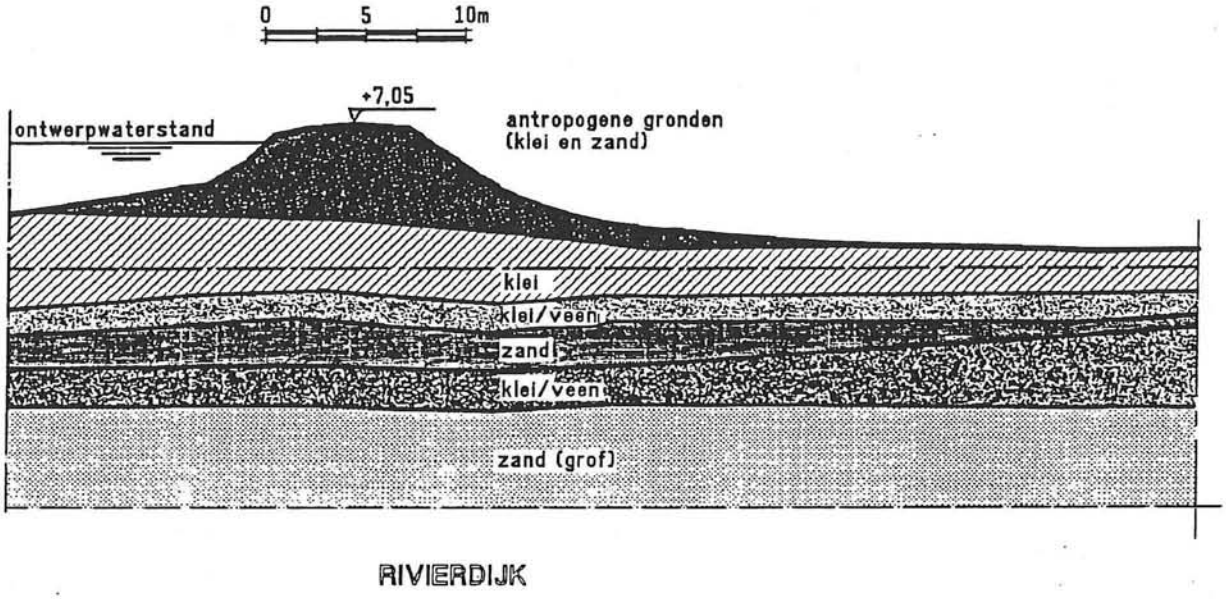
12. OVERZICHT VAN RELATIES VAN DE FAALMECHANISMEN MET HET FUNCTIONEEL ONTWERP VAN EEN DWARSDOORSNEDE

In de hoofdstukken 8 t/m 10 is steeds aan de hand van een faalmechanisme een constructief aspect van het ontwerp van een dwarsdoorsnede van een dijk behandeld. In dit hoofdstuk wordt een overzicht van de faalmechanismen en deze constructieve aspecten gegeven in tabel 12.1. In de tabel is onderscheid gemaakt tussen zeedijken (aangegeven met een "Z") en rivierdijken (aangegeven met een "R").
Uit de tabel blijkt dat het buitentalud van een zeedijk door golfoploop en erosie (golfaanval) wordt bepaald, terwijl het buitentalud van dijken in het bovenrivierengebied bepaald wordt door de stabiliteit van het talud en de ondergrond (afschuiven). Het binnentalud van een zeedijk wordt hoofdzakelijk bepaald door het mechanisme afschuiven evenals dat van een dijk in het bovenrivierengebied, waar sprake kan zijn van langdurige hoogwaterstanden.

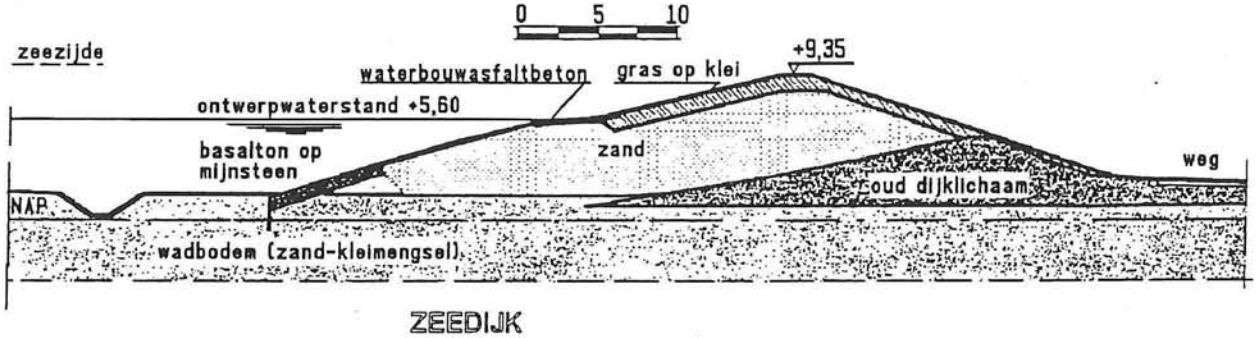
De vormen van een zeedijk en die van een rivierdijk kunnen daardoor nogal verschillen (zie figuur 12.1).
Een rivierdijk heeft over het algemeen zijn flauwste talud aan de binnenzijde, terwijl een zeedijk juist zijn flauwste talud aan de buitenzijde heeft.



figuur 12,3 Meerdijk.



figuur 12,4 Rivierdijk.

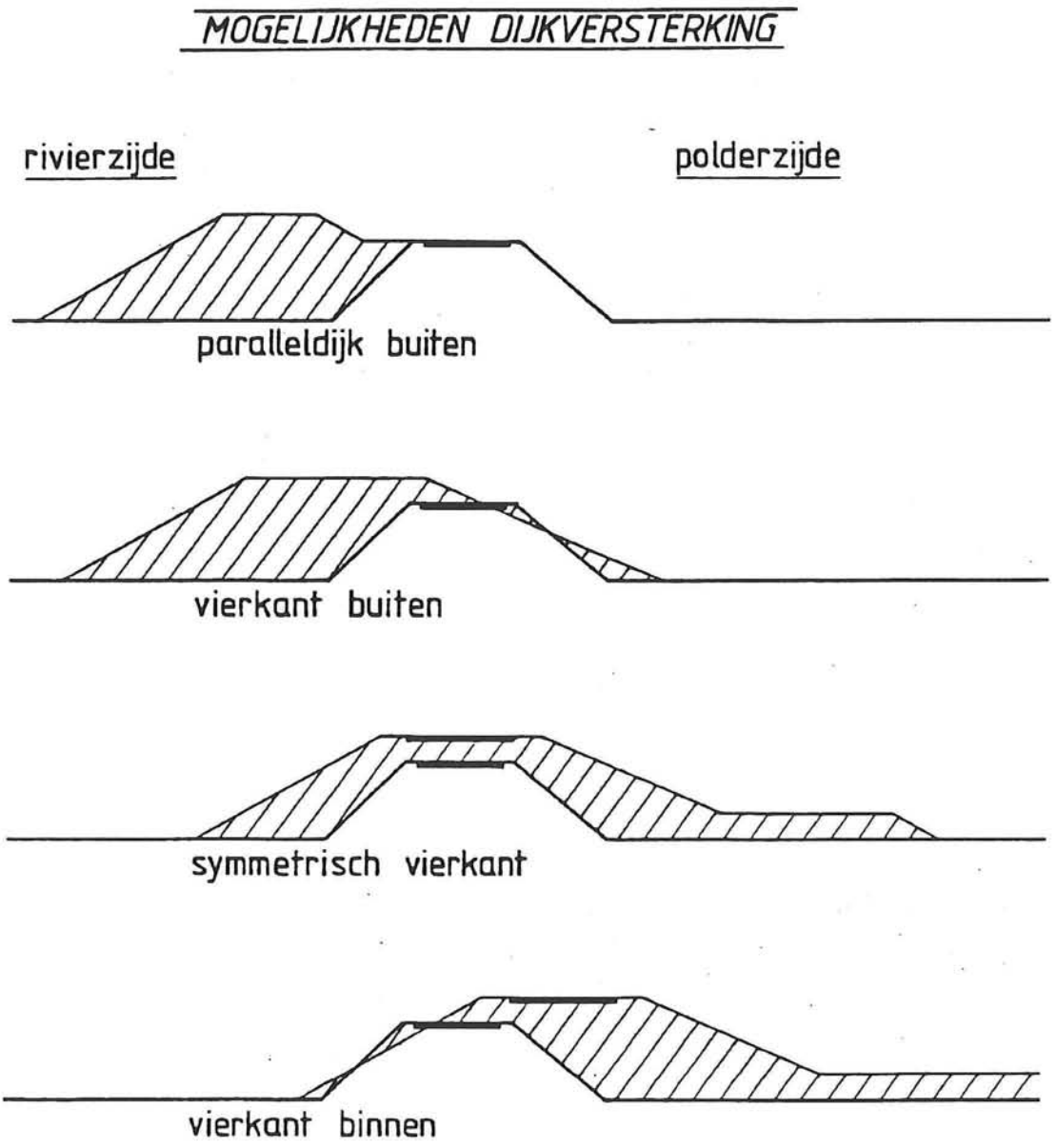


figuur 12,5 Zeedijk.

Tabel 12.1

constr.aspect / mechanisme	kruinhoogte		binnentalud		buitentalud		totale breedte		bekleding	
	Z	R	Z	R	Z	R	Z	R	Z	R
overlopen		X								
golfoverslag/golfoploop	X	X			X				X	
afschuiven binnentalud			X	X			X	X		
afschuiven buitentalud						X		X		
wegpersen van slappe lagen								X		
zettingsvloeiingen							X			
micro-instabiliteit				X						
piping								X		
erosie van het buitentalud					X	X	X	X	X	X
erosie van het voorland									X	X
kruiend ijs										X

Z = Zeedijk
R = Rivierdijk



figuur 13,1 Drie oplossingen voor dijkverhoging [lit 21b].

13. DIJKVERBETERING

13.1 INLEIDING

Anders dan bij het aanleggen van een nieuwe dijk is er bij een dijkverbetering al een bestaande dijk aanwezig. Het ligt voor de hand om de bestaande dijk te integreren in het nieuwe ontwerp. Wanneer het een dijkverzwaring betreft ter vergroting van de stabiliteit is het duidelijk dat de vrijheid van aanpassing van het profiel beperkt is. Gaat het om een dijkverhoging dan zijn er drie principe oplossingen mogelijk, te weten:

- symmetrische verhoging van het profiel
- buitendijkse verhoging van het profiel
- binnendijkse verhoging van het profiel (zie figuur 13.1).

De symmetrische verhoging van het profiel heeft als voordeel dat hierbij de minste zettingen zijn te verwachten, omdat de grond onder de bestaande dijk reeds lange tijd is belast. De relatieve spanningsverhoging in de grond onder de dijk is kleiner dan naast de dijk.
De buitendijkse of binnendijkse verhogingen hebben als voordeel dat het milieu slechts aan een zijde van de dijk wordt belast.
De dijkverbeteringen zoals geschetst in figuur 13.1 staan bekend als "gewone" ontwerpen. In de volgende paragraaf zal hier nader op in worden gegaan.

Er zijn ook gevallen waarbij afgeweken wordt van het tracé van de bestaande dijk. Dit kan onder andere als reden hebben:

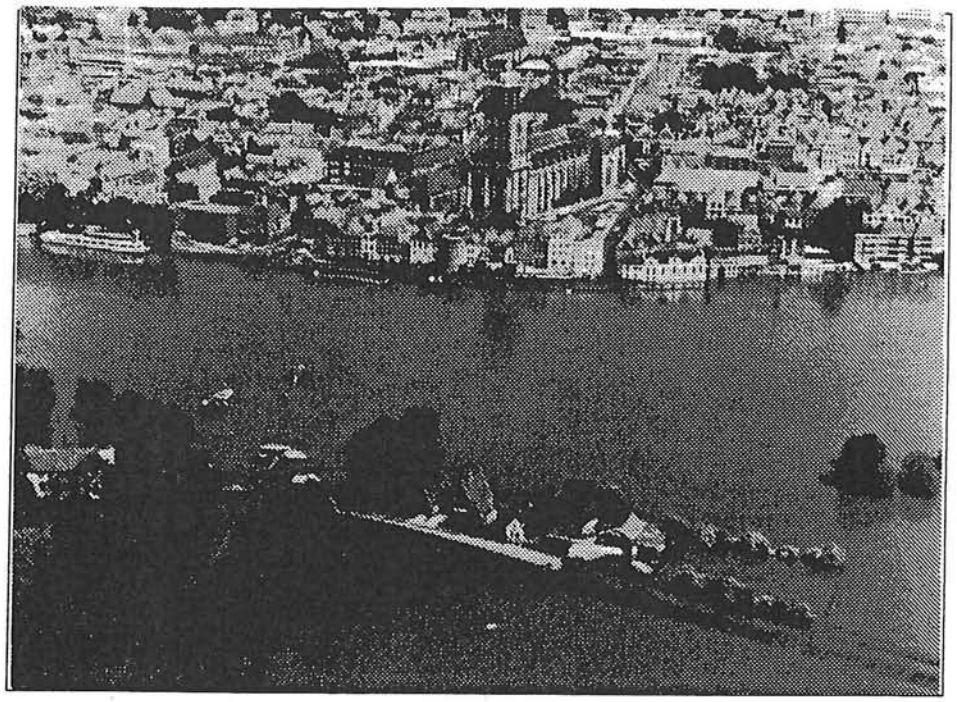
- bebouwing op de bestaande dijk
- verkorting van het tracé
- het bestaan van wielen en strengen direct grenzend aan de bestaande dijk.

Indien slappe lagen in de ondergrond aanleiding geven tot grote zettingen zal het afwijken van het bestaande tracé altijd leiden tot hogere kosten voor aanleg en onderhoud.

13.2 GEWONE VERSUS UITGEKIENDE ONTWERPEN

Gewone ontwerpen kenmerken zich vooral door een ruim profiel, uitgevoerd in de traditionele materialen klei en zand. Bijzondere constructies van staal, beton of kunststof worden zoveel mogelijk vermeden omdat ze veel meer dan grondlichamen 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 te verantwoorden. Aan de levensduur van een hoogwaterkering worden hoge eisen gesteld en bij hoge waterstanden dienen honderden kilometers dijk op hun functioneren te worden geïnspecteerd.



Hoog water op de IJssel in Deventer.

Onder een uitgekiend ontwerp mag worden verstaan: een technisch meer doordacht ontwerp, gericht op een zo gering mogelijk ruimtebeslag om milieuwaarden (omgeving) te sparen, waarbij ook in de uitvoering zorgvuldig wordt omgegaan met landschappelijke, cultuurhistorische en natuurwetenschappelijke waarden.
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 kleine 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 gedimensioneerd wordt, hoe gevoeliger de dijkconstructie zal zijn voor afwijkingen van de aan het ontwerp ten grondslag gelegen veronderstellingen voor plaatselijke en geringe aantasting door onvoorziene omstandigheden. Aan een zorgvuldig beheer en onderhoud zullen daarom zwaardere eisen moeten worden gesteld, evenals aan de inspectie bij hoogwater.

13.3 BIJZONDERE CONSTRUCTIES

In sommige gevallen zal het alleen mogelijk zijn alle bebouwingen en overige waarden te sparen door een dijkverbetering te realiseren met behulp van bijzondere constructies zoals damwanden, kistdammen, betonconstructies, waterkerende schermen en speciale grondconstructies als kleikisten, lichte materialen als flugzand, gewapende grond ("terre armee"), filterconstructies enz. Wanneer bijzondere constructies, zoals damwanden of keermuren als gehele of gedeeltelijke vervanging van een dijk worden toegepast kleven daar wel bezwaren aan.

1. Als gevolg van de starre fundering van zo'n constructie is er verschil in zetting tussen de constructie en het aansluitend grondlichaam. Dikwijls treden daardoor doorgaande openingen op, zoals gangen en sleuven, met gevaar voor onder- en achterloopsheid.
2. Bij latere verhoging van de waterkering treden constructieve moeilijkheden op: de belastingen op de constructie worden groter, hetgeen invloed heeft op de veiligheid van de constructie. Dus, als voorzien wordt dat algehele vervanging van de constructie later op problemen zal stuiten, moet al bij voorbaat een zwaardere constructie worden ontworpen om zonodig een toekomstige verhoging mogelijk te maken.
3. Er kunnen verankeringsconstructies nodig zijn. Deze hebben evenals de constructie zelf een beperkte levensduur en vervanging betekent dat er ontgraving tot vrij grote diepte van het tot de waterkering behorende grondlichaam nodig is.
4. Indien een wand wordt aangebracht ter vervanging van het binnentalud dan is een diepgelegen drainage noodzakelijk om verweking van het grondlichaam te voorkomen. De kans op verstoppen van die drainage is vrij groot, onderhoud is door de diepe ligging moeilijk en vervanging nog moeilijker.
5. Vrijstaande wanden of wanden die boven de kruinhoogte uitsteken zijn in het algemeen niet acceptabel. Toegang tot naast de waterkering gelegen percelen en aansluiting van wegen is dan alleen mogelijk via coupures in de wand. Coupures zijn in het algemeen niet aanvaardbaar, omdat:

alternatief I



variant a:
kistdamconstructie als onafhankelijke waterkering binnen het grondlichaam ter breedte van tweestrooksweg



variant b:
smalle kistdam ter breedte van éénstrooksweg



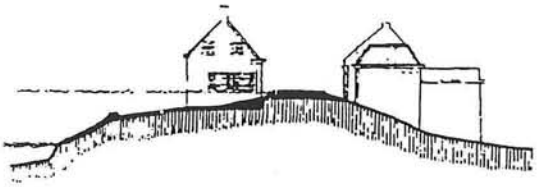
variant c:
enkelzijdig verankerde damwand



variant d:
kwelscherm (tot in de ondoorlatende laag) inclusief een kruinverhoging t.p.v. de weg



variant e:
diepgefundeerde onafhankelijk van het grondlichaam werkende betonnen waterkering



variant f:
geamoveerd buitentalud inclusief een geringe kruinverhoging t.p.v. de weg; huizen zijn onderdeel van het buitentalud

alternatief II

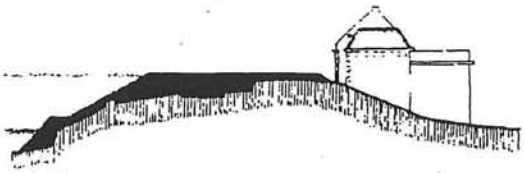


variant a:
oppompbare constructie in de kruin



variant b:
uitklapbare constructie in de kruin

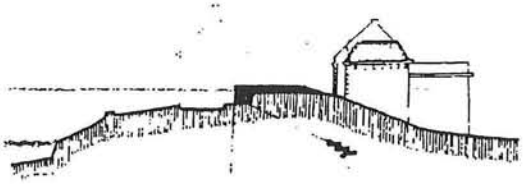
alternatief III



variant a:
buitendijkse verzwaring, amoveren buitendijkse bebouwing weg t.p.v. nieuwe kruin



variant b:
buitendijkse verzwaring, uitsparingen t.p.v. de bebouwing



variant c:
"vierkante" ophoging, enkelzijdig ondersteund door damwand buitendijkse bebouwing amoveren

figuur 13,2 Voorbeelden van dijkverzwaring I [lit 18].

a. de doorrit dikwijls breed moet zijn, hetgeen speciale en moeilijk te plaatsen constructies vergt voor de afdichting
b. de coupurewanden kunnen door het verkeer worden beschadigd en ontzet, zodat de afdichtingen niet kunnen worden geplaatst als de coupure moet worden gesloten
c. het plaatsen van de afdichtingen van mensen afhankelijk is, zodat fouten mogelijk zijn, bijvoorbeeld het zoekraken van afdichtingen (dit is in het verleden voorgekomen).

6. Als een tot de waterkering behorende wand aan het water staat, is aanvaring met als gevolg breuk of lekkage niet denkbeeldig. Herstel daarvan zal moeilijk en tijdrovend zijn.
7. Kruisende leidingen, die niet te vermijden zijn wanneer het om hele dijkstrekkingen gaat, leveren problemen op als gevolg van zettingsverschillen en de noodzaak de doorvoering waterdicht te houden. Bij het aanbrengen van damwanden is een gescheiden systeem van nutsleidingen een vereiste.
8. Voor keermuren geldt daarnaast nog dat de aanleg noodzaakt tot grote ontgravingen van de waterkering om de fundering aan te kunnen brengen.
9. Voor damwanden geldt bovendien nog het volgende. Stalen damwanden zijn onderhevig aan corrosie. Een goede coating en kathodische bescherming zijn praktisch overal noodzakelijk.
   Bij toepassing van damwanden over grote lengte is de kans op beschadiging van de coating en het optreden van metallische contacten zeer groot. Dit betekent kans op nadelige beïnvloeding van de kathodische bescherming en een oncontroleerbare versnelling van plaatselijke corrosie bij beschadiging of metallische contacten.
   Bij de constructie van damwanden bestaat geen zekerheid over de waterdichtheid, omdat sommige delen tijdens het heien uit het slot kunnen lopen zonder dat het wordt geconstateerd. Dat kan ook gebeuren als de damplanken tijdens het heien op vreemde elementen stuiten.
   Omdat damwandprofielen in verband met de stabiliteit dikwijls lang en zwaar moeten zijn, vereisen ze zwaar heiwerk. Dit heiwerk veroorzaakt verstoringen van de ondergrond en kan beschadiging van bestaande bebouwing tot gevolg hebben door trillingen.

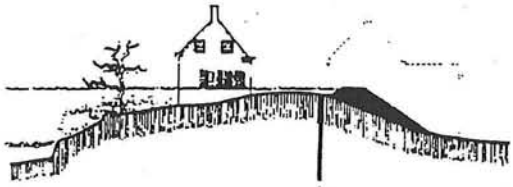
13.4 ALTERNATIEVE DWARSPROFIELEN BIJ DIJKSECTIES MET BEBOUWING

In het voorgaande (13.2 en 13.3) is reeds aandacht besteed aan uitgekiende ontwerpen en de aspecten van bijzondere constructies in het algemeen.
In deze paragraaf zal een aantal voorbeelden worden gegeven van alternatieven voor dijkverbetering bij aanwezigheid van bebouwing, zonder een waardeoordeel te geven. Bij de beoordeling van de alternatieven moeten de belangen, zoals geformuleerd in hoofdstuk 2, en de bezwaren die zijn genoemd in 13.3 in beschouwing worden genomen.

De voorbeelden die hier worden gegeven zijn overgenomen uit de "eindrapportage projectgroep dijkverbetering Sliedrecht".

In figuur 13.2 en figuur 13.3 zijn indicatieve schetsen gegeven van alternatieven van het proefproject voor dijkverbetering in Sliedrecht. De hoofdgroepen van alternatieven zijn:

alternatief IV



binnendijkse verzwaring, binnendijkse bebouwing amoveren

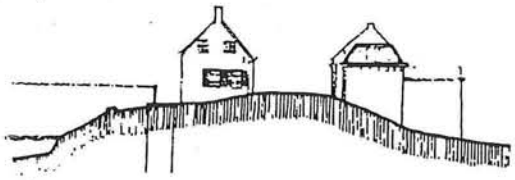
alternatief V



variant a:
waterkerende diepgefundeerde betonconstructie

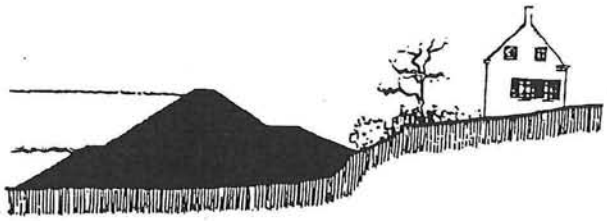


variant b:
waterkerende diepgefundeerde betonconstructie met beweegbar "klep"

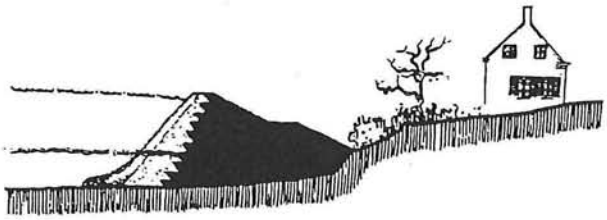


variant c:
waterdichte diepgefundeerde betonconstructie direct achter of in de bebouwing

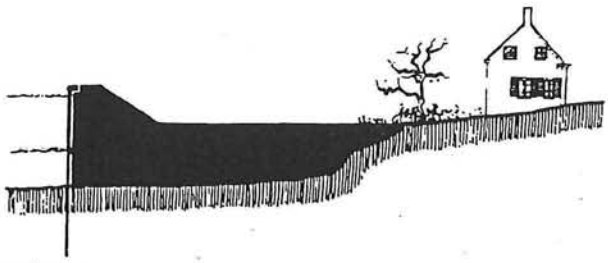
alternatief VI



variant a:
buitendijkse verlegging middels conventionele dijk



variant b:
buitendijkse verlegging middels steil opgezette dijk



variant c:
buitendijkse verlegging middels betonnen keerconstructie

figuur 13,3 Voorbeelden van dijkverzwaring II [lit 18].

I Bestaand tracé en dijkprofiel blijven gehandhaafd (eventueel vierkant verzwaard) met een tweezijdige bebouwing. Hierbij zijn 6 varianten weergegeven (Ia t/m f).

II Als I, echter in de kruin wordt een beweegbare kering opgenomen. Hierbij zijn twee varianten weergegeven (IIa en b).

III Een dijkverzwaring aan de rivierzijde en de bebouwing aan de binnenzijde blijft gehandhaafd. Hierbij zijn 3 varianten weergegeven (IIIa t/m c).

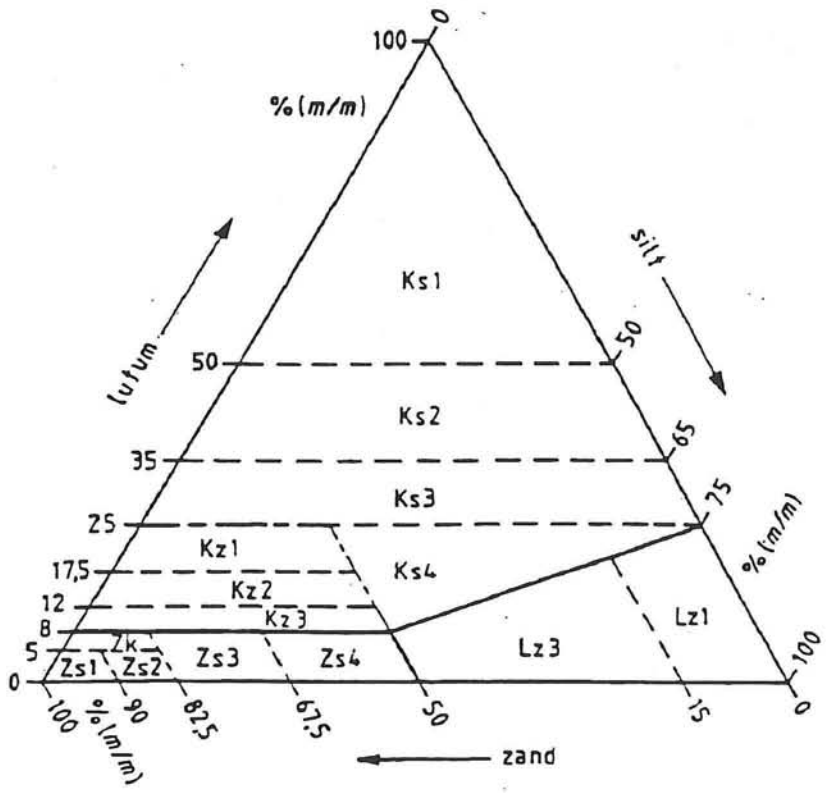
IV Een dijkverzwaring aan de binnenzijde onder handhaving van de bebouwing aan de rivierzijde.

V Een keerwand aan de rivierzijde met twee varianten a en b met een beweegbare kering en een variant c met een vaste keerwand. De bebouwing blijft aan twee zijden gehandhaafd.

VI Een dijkverlegging aan de rivierzijde met drie varianten:
   a. met een normaal dijktalud
   b. met een steil dijktalud
   c. met een verticale keerwand.
   Het bestaande dijkprofiel en bebouwing blijven gehandhaafd.

Bij een keuze van een alternatief voor een dijksectie moet rekening worden gehouden met de mogelijkheid van het aansluiten op het profiel van de aangrenzende secties. Deze aansluitingen mogen nooit een lager veiligheidsniveau hebben dan de aanliggende secties.

Ten overvloede wordt er nog eens benadrukt dat het toepassen van bijzondere constructies over het algemeen hogere kosten tot gevolg heeft voor het beheer en onderhoud. Verder wordt voor enkele aspecten van het ontwerp van waterkerende kunstwerken verwezen naar 17.2.



veld	benaming mengsel		
	hoofdnaam	toevoeging naamgevende driehoek	toevoeging niet-naamgevende driehoek
Ks1	klei	zwak siltig	toevoeging volgt uit 4.2.1 en/of 4.2.2.
Ks2	klei	matig siltig	
Ks3	klei	sterk siltig	
Ks4	klei	uiterst siltig	
Kz1	klei	zwak zandig	
Kz2	klei	matig zandig	
Kz3	klei	sterk zandig	
Lz1	leem	zwak zandig	
Lz3	leem	sterk zandig	
Zk	zand	kleiig	
Zs1	zand	zwak siltig	
Zs2	zand	matig siltig	
Zs3	zand	sterk siltig	
Zs4	zand	uiterst siltig	

figuur 14,1 Lutum-silt-zand-driehoek [leidraad & K.M.].

14. MATERIALEN

14.1 INLEIDING

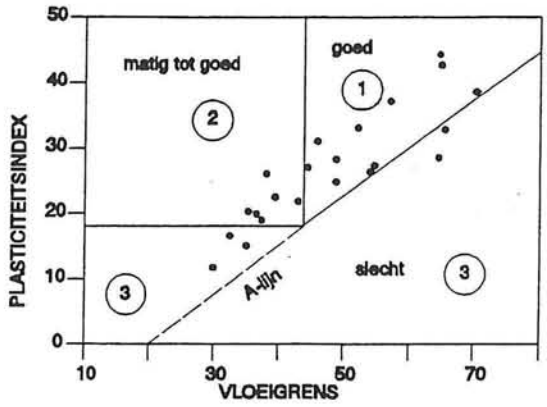
In dit hoofdstuk wordt aandacht geschonken aan de materialen die gebruikt worden bij de hedendaagse dijken bouw. De bekledingsconstructies worden hier buiten beschouwing gelaten; daarvoor wordt verwezen naar hoofdstuk 10.
De materialen die voor dijkbouw worden toegepast zijn klei, mijnsteen en zand.

14.2 KLEI

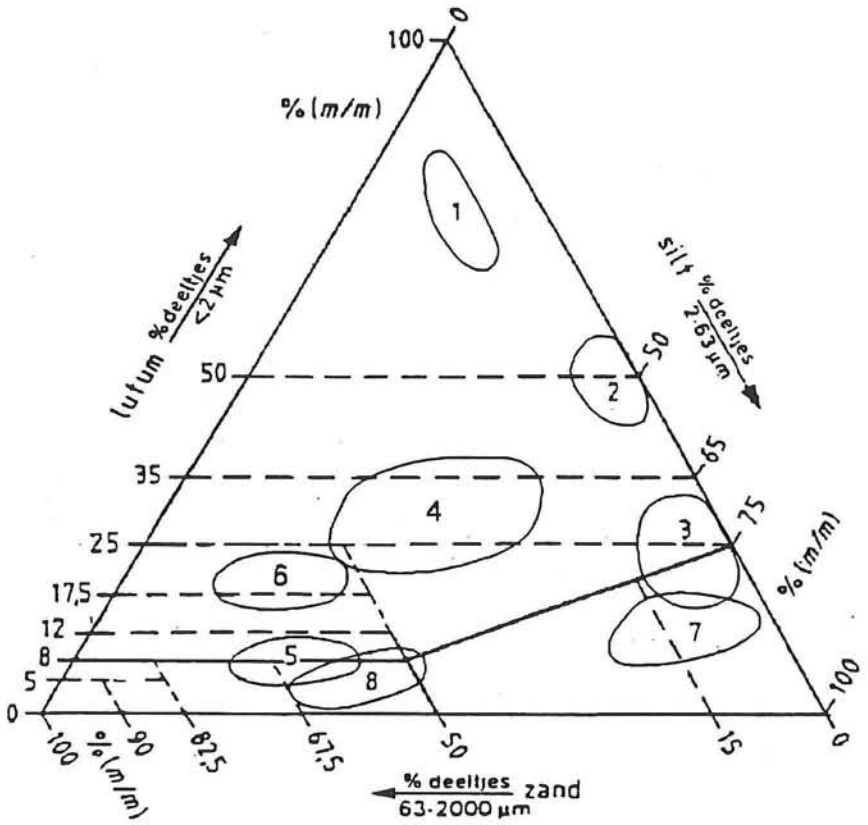
Klei is samengesteld uit lutum (deeltjes kleiner dan 0,002 mm) uit silt (deeltjes van 0,002 tot 0,063 mm) en zand (0,063 tot 2,0 mm) en een laag percentage organische bestanddelen. In figuur 14.1 staat in een lutum-silt-zanddriehoek aangegeven voor welke percentages er sprake is van klei en hoe de benaming van het mengsel is. Eenmaal verzadigd met water is klei vrijwel waterondoorlatend. Deze eigenschap maakt het materiaal uitermate geschikt voor bekledingsmateriaal van dijken, wanneer ondoorlatendheid vereist is. De klei wordt toegepast zowel onder steenzettingen als op het onverdedigde deel van de constructie.

Aspecten die bij de beoordeling van klei voor de dijkbouw een rol spelen zijn onder andere:

- **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.
- **Waterdichtheid**
  Met name voor het buitentalud moet gestreefd worden naar een bekleding die zo min mogelijk doorlatend is en dus weinig doorgaande openingen bevat.
  Voor het binnentalud is een grotere doorlatendheid geen bezwaar en meestal zelfs gewenst. Scheurvorming, onder meer als gevolg van atmosferische invloeden, is nadelig voor de waterdichtheid van de kleibekleding. Naarmate de klei vetter is, en meer organisch materiaal bevat, is de gevoeligheid voor scheurvorming groter.
- **Goede teelaarde voor gras**
  Om de groei van een goede grasmat te bevorderen dient de kleibekleding voldoende kalkrijk en niet al te dicht te zijn; de grond moet voldoende lucht en water kunnen bevatten.
- **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.
- **Verwerkbaarheid**
  De verwerkbaarheid van klei moet goed zijn. Bij toepassing onder steenzettingen dient de klei een zekere plasticiteit te bezitten teneinde een goede aansluiting tussen de stenen en de kleilaag te bewerkstelligen.
  Voor een goede verwerkbaarheid dient het watergehalte van de klei binnen zekere grenzen te liggen, maximaal slechts weinig hoger dan het optimale watergehalte volgens de proctorproef en minimaal slechts weinig hoger dan de uitrolgrens.



figuur 14,2 Plasticiteitsdiagram, kwaliteitscategoriën.



figuur 14,3 Enkele materialen uitgezet in de classificatiedriehoek.

Met betrekking tot de bovengenoemde aspecten zijn eisen gesteld ten aanzien van het materiaal klei, het ontwerp en de uitvoering. In tabel 14.1 staan de materialen en uitvoeringsbepalingen. In tabel 14.2 staan de eisen met betrekking tot de laagdikte en de kleikwaliteitscategorie voor verschillende constructiekenmerken, functies en belastingniveau's.

Tabel 14.1 Materiaaleisen en uitvoeringsbepalingen (voorlopig)

Klei zonder vegetatie

Watergehalte : bij aanbrengen zodanig, dat consistentie-index >0,75 (bij kleien met plasticiteitsindex >20)
Kalkgehalte : < 25% (gewichtsverlies door oplossen met HCl)
Kleur en geur : geen sterk blauw en oranje verkleurend materiaal gebruiken. Geen sterk naar zwavelwaterstof ruikend materiaal gebruiken. Eventueel laten rijpen.
Zoutgehalte : geen grenzen, maar wel bepalen bij klei aan/uit zee
Organische stof : < 5% (dit is géén harde grens. Als de klei voldoet aan de consistentie-grenzen, leidt een hoger 0,3% slechts tot grotere volume-afname t.g.v. oxidatie.

Kwaliteitscategorieën	Samenstelling en consistentiegrenzen
weinig erosiegevoelig	vloeigrens hoger dan 45% en plasticiteitsindex hoger dan 0,73 x (vloeigrens - 20), en zandgehalte lager dan 40%
weinig tot matig erosiege-voelig	vloeigrens lager dan 45% en plasticiteitsindex hoger dan 18% en zandgehalte lager dan 40%
sterk erosiegevoelig	plasticiteitsindex lager dan 18% of lager dan 0,73 x (vloeigrens - 20), en/of zandgehalte hoger dan 40%

Bij voorkeur wel de gehele korrelsamenstelling bepalen (i.v.m. uitsluiten van extreem silt- of grindgehalte).

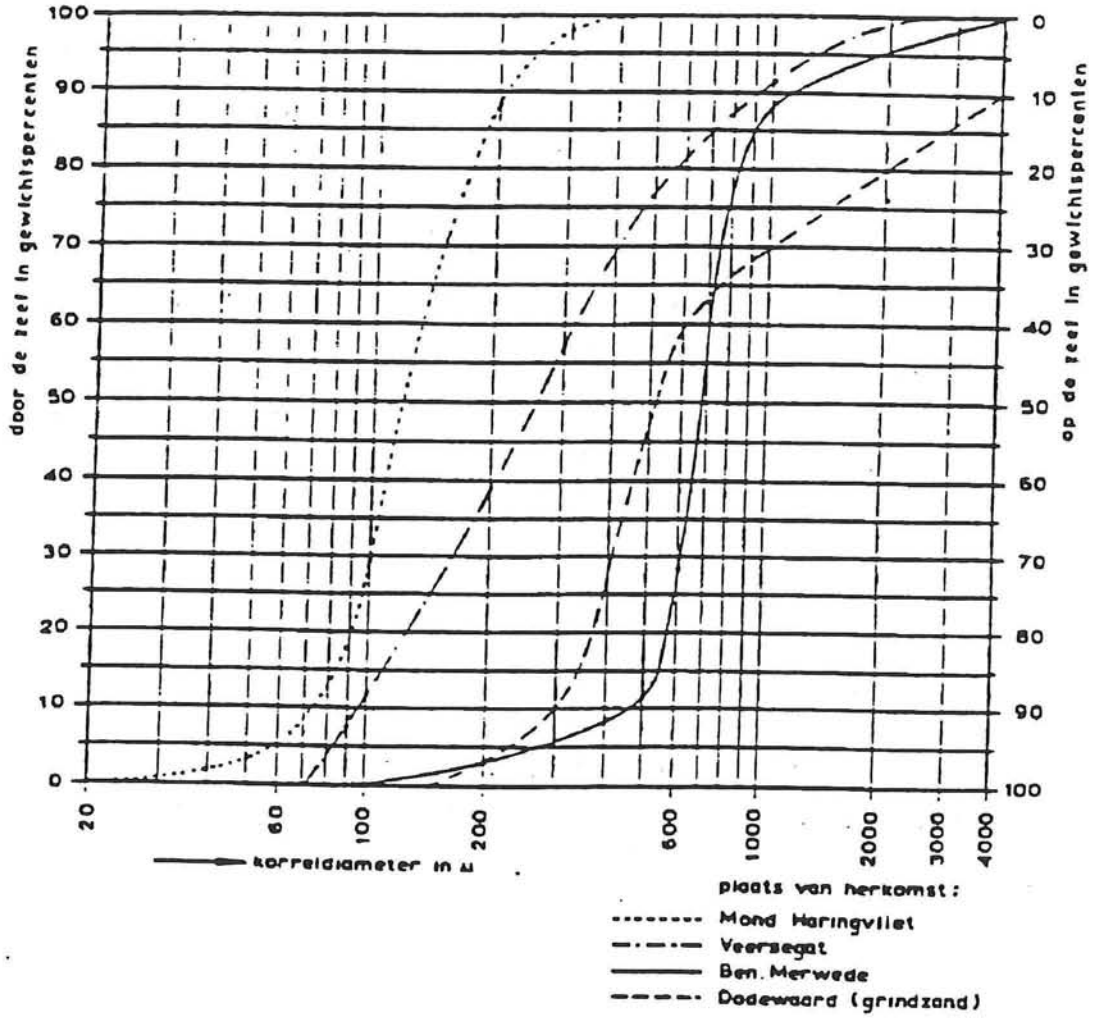
Klei met vegetatie

Zandgehalte : < 50%, mits een redelijk gesloten vegetatiedek wordt gehandhaafd

Wijze van aanbrengen

Verdichtingseisen: dichtheid ≥ 97% van de Proctor Dichtheid bij verwerkingsvochtgehalte (voor een beschrijving van de Proctor-proef wordt verwezen naar "Grondmechanica - C. van der Veen, H. Horvert en CH. van Kooperen".
Hoewel met de gebruikelijke grondverzetmachines de klei niet daadwerkelijk wordt verdicht, is het aanbrengen in niet te dikke lagen materiaal en "verdichten" door overrijden gewenst. Door het ineenwerken van de afzonderlijke kluiten worden de grote ruimten tussen de kluiten gevuld. De waterdoorlatendheid van het kleidek zal daardoor zeker afnemen. Ook zal de bestendigheid van het dek tegen voortgeschreden erosie groter zijn.

Toetsing van klei op erosiegevoeligheid kan op eenvoudige wijze geschieden met het plasticiteitsdiagram (figuur 14.2).
Van oudsher worden voor klei verschillende namen gebruikt zoals: rivierklei, komklei, limburgse klei en keileem (dat geen leem is). Het gebruik van deze benamingen werkt uiterst verwarrend en bij de specificatie van klei als bouwmateriaal voor dijken kan daarom het beste gebruik worden gemaakt van NEN 5104 - Classificatie van onverharde grondmonsters. Ter illustratie is in figuur 14.3 een aantal materialen uitgezet in de classificatie driehoek.



figuur 14,4 De verdeling van de korrelgrootte wordt sterk bepaald door de plaats van herkomst.

Tabel 14.2 Deklaagdikten, kleikwaliteiten en belastingen

Constructiekenmerken, functies	Laagdikten	Belasting laag	Belasting hoog
Kleidek op zandkern: alleen civieltechnische functie	dek voldoende dik	1,2	1,2*
Kleidek op zandkern: natuurtechnische nevenfunctie	"civieltechnische laag" voldoende dik waarop vegetatielaag, 0,3 mm dik	1,2 (1),2,3	1,2 (1),2,3
Kleidek op kern van kleiachtig materiaal: A. Kernmateriaal categorie 1,2 alleen civieltechnische functie	dek voldoende dik	(1,2)	1,2*
Kernmateriaal categorie 1,2 natuurtechnische nevenfunctie	"civieltechnische laag" voldoende dik waarop vegetatielaag, 0,3 m dik	(1,2) (1),2,3,	1,2 (1),2,3
Kleidek op kern van kleiachtig materiaal: B. Kernmateriaal categorie 3 alleen civieltechnische functie	dek voldoende dik	1,2	1,2
Kernmateriaal categorie 3 natuurtechnische nevenfunctie	"civieltechnische laag" voldoende dik waarop vegetatielaag, 0,3 m dik	1,2,3 (1),2,3	1,2 (1),2,3

1,2 en 3 : kleikwaliteitscategorie (zie tabel 14.1).
* : mits gezorgd wordt voor een gesloten vegetatie. Een natuurtechnische nevenfunctie houdt tevens deze zorg in.
() : geen bezwaar in civieltechnisch opzicht, maar niet vereist.
"Voldoende dik" : zien wij tot nog toe als: minimaal 1 m, tevens rekening houdende met de belasting.

Voor een natuurtechnische functie zal de vegetatielaag een betrekkelijk hoog zandgehalte moeten hebben.

14.3 MIJNSTEEN

Dit is gesteente dat bij het maken van mijngangen en het sorteren van steenkool als afvalprodukt overblijft. Het bestaat voor het grootste gedeelte uit verharde veenklei met daarnaast enig verhard veenzand. Mijnsteen heeft een sterk gelaagde structuur en is doorschoten met zeer dunne laagjes kool. Blootgesteld aan de lucht en onder water zet deze kool uit waardoor de steen splijt. Mijnsteen wordt niet of nauwelijks chemisch aangetast door zeewater.
Mijnsteen is uitstekend geschikt om steile kaden onder water op te bouwen. Een dergelijke kade blijft min of meer waterdoorlatend, dit in tegenstelling tot keileem. Mijnsteen heeft als positieve eigenschap dat het goed te berijden is met transportmiddelen en werktuigen. Mede hierdoor neemt mijnsteen een belangrijke plaats in de dijkenbouw in als vervanger van keileem. Mijnsteen is goed bestand tegen stroming. Als maximale toelaatbare stroomsnelheid wordt meestal 2 m/s aangenomen. Tegen golfaanval is mijnsteen niet goed bestand. Bij zware golfslag en vooral deining kan mijnsteen totaal uitzakken tot ca. 1:6. In de zône met golfaanval moet mijnsteen daarom worden afgedekt.

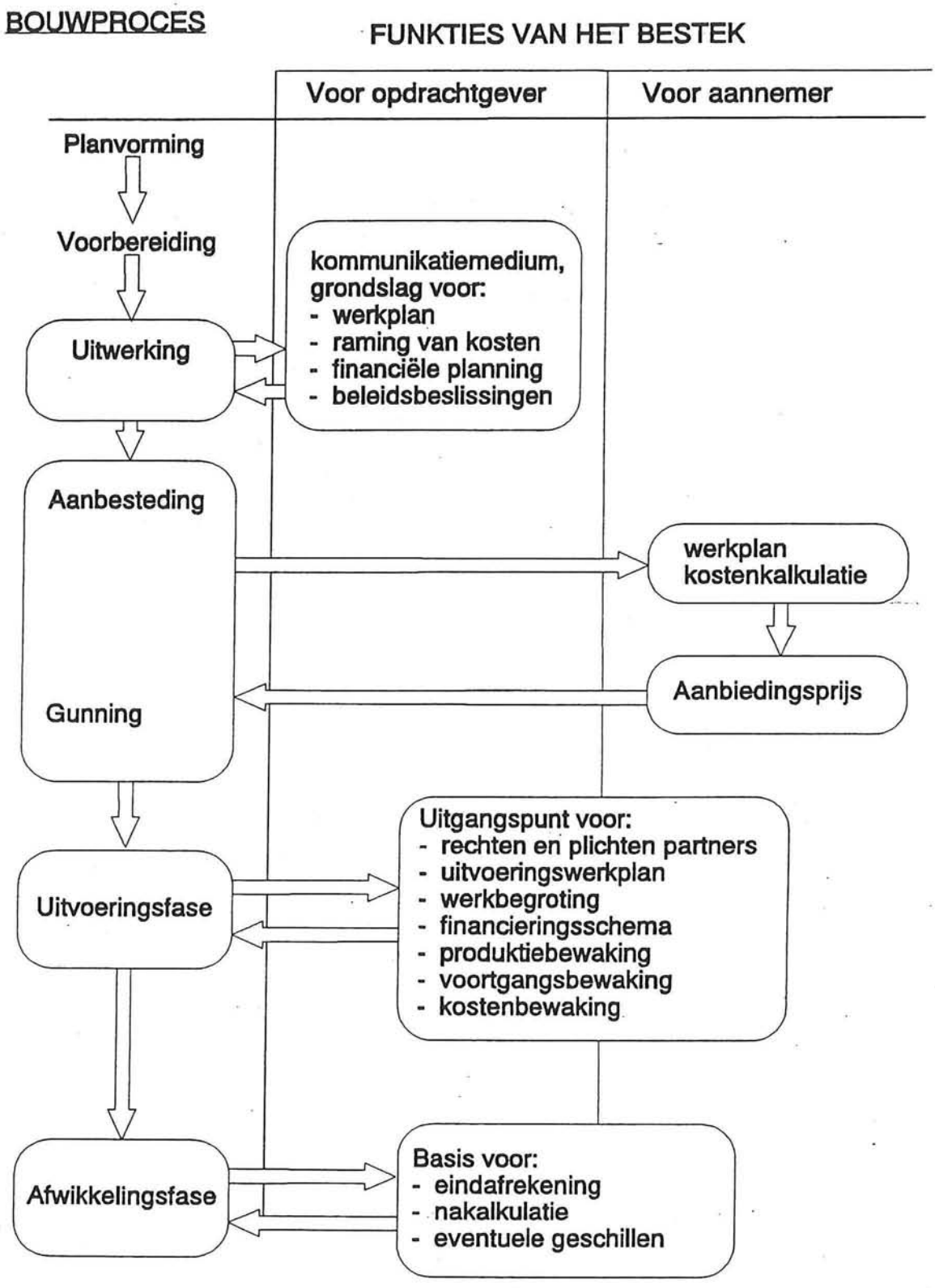
14.4 ZAND

Natuurlijk zand is los gesteentegruis, bestaande uit een mengsel van deeltjes met een korrelgrootte, die hoofdzakelijk ligt tussen 0,063 en 2 mm, waarvan aard en samenstelling sterk kunnen variëren. De mogelijke samenstellingen en benamingen staan aangegeven in figuur 14.1. De verdeling van de korrelgrootte wordt sterk bepaald door de plaats van herkomst (zie figuur 14.4).

Vroeger werd een dijk vaak geheel opgeworpen met klei in verband met de geringe doorlatendheid. Tegenwoordig wordt de kern van een dijk over het algemeen van zand gemaakt en wordt deze bekleed met klei voor de waterdichtheid.
Dit heeft twee redenen, te weten:

- klei van goede kwaliteit wordt schaars, terwijl er voldoende zand voorradig is
- zand is eenvoudig te winnen (zandzuiger), te transporteren (persleiding) en aan te brengen (opspuiten).

Bij het aanbrengen van zand door middel van opspuiten neemt het zand een dichte pakking aan door het inwateren van het speciewater. Onder speciewater wordt verstaan het water waarmee het zand vermengd is voor transport met behulp van persleiding.
De aanwezigheid van klei in het zand maakt het transport met behulp van een persleiding moeilijker. De klei vormt ballen die door de leiding rollen.
Tot op heden wordt alleen schoon zand gebruikt. Er zijn echter plannen en normen in voorbereiding om in de toekomst ook matig verontreinigd zand toe te passen. De verontreinigingen mogen dan echter nooit uitloogbaar zijn.



figuur 15,1 Overzicht van de functies tijdens het bouwproces.

15. BESTEK EN UITVOERING

15.1 HET BESTEK

De UAV (Uniforme Administratieve Voorwaarden) definieert het bestek als: "De beschrijving van het werk, de daarbij behorende tekeningen, de voor het werk geldende voorwaarden, de nota van inlichtingen en het proces-verbaal van aanwijzingen.".

In figuur 3.4 staat aangegeven dat, na goedkeuring van Gedeputeerde Staten en het vaststellen van het plan door de minister, de beheerder het bestek moet maken. Hoewel het niet verplicht is, is het wel te adviseren dat voor het schrijven van het bestek gebruik wordt gemaakt van een standaardbestek. Het RAW-bestek is een standaardbestek dat beschikbaar is als software-pakket. Aanvullend op de software van het RAW-bestek zijn er applicaties op de markt voor het maken van begrotingen op basis van het bestek.
Een voordeel van het RAW-bestek is de gedetailleerde en voor één uitleg vatbare beschrijving van het werk en de voorwaarden.

De indeling van een bestek moet zodanig zijn dat de volgende onderdelen zijn te onderscheiden:
Deel 1. Administratieve voorwaarden
Deel 2. Beschrijving van het werk
Deel 3. Voorschriften omtrent de uitvoering
Deel 4. Voorschriften omtrent de bouwstoffen.

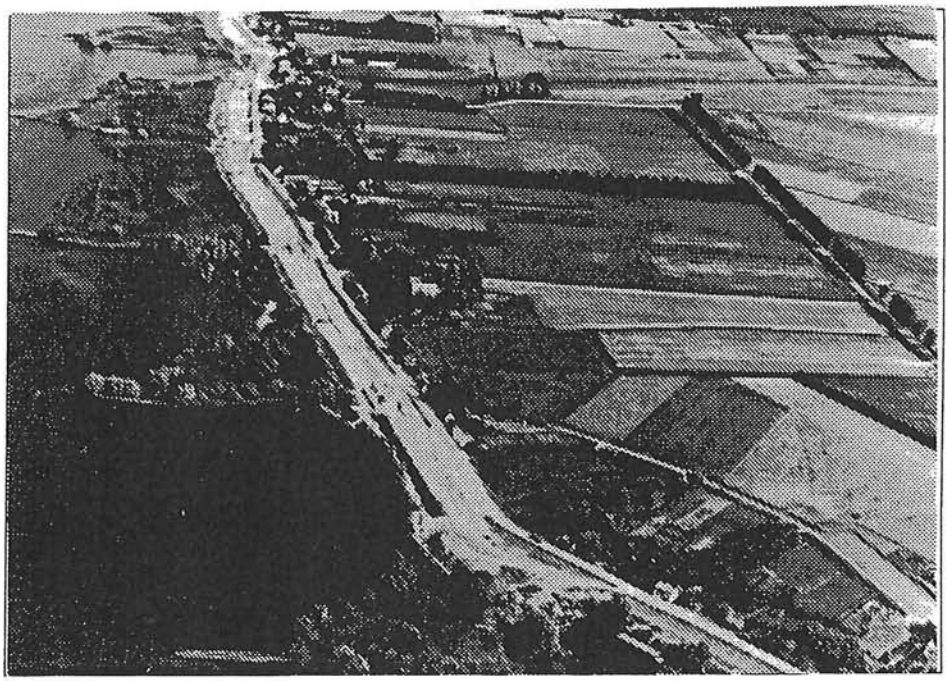
Het bestek heeft een groot aantal functies gedurende het gehele bouwproces, te weten:
a. Communicatiemiddel, ten behoeve van ideeën tussen de partners in het proces.
b. Zakelijk en juridisch als onderdeel van het aannemingscontract.
c. Basis voor het opstellen van een raming van kosten (begroting).
d. Handleiding voor de tijdens de uitvoering te verrichten werkzaamheden.
e. Taakomschrijving voor de bij het bouwproces betrokken partijen.
f. Handleiding voor de controle of aan de gestelde eisen is voldaan.

Een overzicht van de functies tijdens het bouwproces wordt gegeven in figuur 15.1.

15.2 UITVOERING

15.2.1 Werkplan

Dikwijls staat in het bestek voorgeschreven dat de aannemer een werkplan moet maken en ter goedkeuring aan de opdrachtgever moet overleggen. Dit werkplan is gebaseerd op het bestek en bevat minstens:
- de wijze waarop de onderdelen van het werk zullen worden uitgevoerd
- de volgorde waarin de verschillende onderdelen zullen worden uitgevoerd
- met welk materieel het werk zal worden uitgevoerd
- welke tijdsduur de aannemer voor elk onderdeel nodig acht.



Dijkversterking in uitvoering.

Voor het maken en beoordelen van het werkplan is er een aantal aspecten van belang, te weten:

1. Met betrekking tot het tijdstip van uitvoering:
   - perioden met hoge afvoer
   - perioden met storm in verband met golfaanval en waterstanden
   - perioden met onwerkbaar werk (vorst, regen, wind, enz.)
2. Met betrekking tot de beschikbare en benodigde ruimte:
   - werkwijze
   - hoeveelheid op te slaan materiaal
   - parkeerruimte voor het materieel
   - benodigde kantoor- en keetruimte
   - bereikbaarheid van bedrijven en woningen
   - eventuele wegomleggingen
   - aanwezigheid van te beschermen natuur.
3. Kabels, leidingen en andere obstakels in de grond, in verband met overleg met derden.
4. Bereikbaarheid van de werkplek voor het in te zetten materieel (in verband met de keuze van het materieel).
5. Met betrekking tot het tempo van de uitvoering
   - de te verwerken hoeveelheden
   - verwerkingscapaciteit (afhankelijk van omstandigheden en materieel).

Per werk kunnen de omstandigheden sterk verschillen, waardoor het niet mogelijk is om alle aspecten die van belang zijn voor het opstellen en controleren van een goed werkplan voor alle gevallen hier te noemen. De hier genoemde aspecten zijn slechts een deel hiervan.

De planning en de uitvoering worden sterk bepaald door de lokatie van het werk en of het gaat om een dijkverbetering of de aanleg van een nieuwe dijk.

15.2.2 Aanleg van een nieuwe dijk

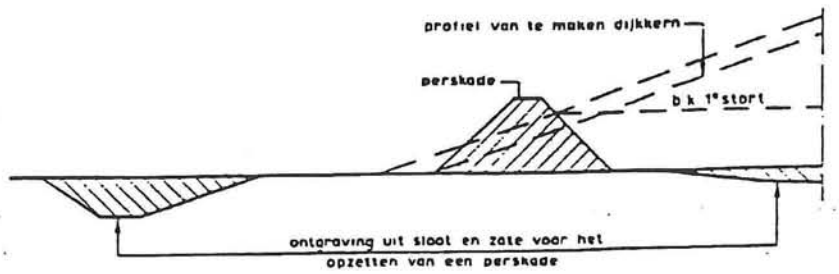
Zoals bij hoofdstuk 14 reeds is vermeld worden dijken tegenwoordig voor een groot gedeelte opgebouwd uit zand. Dit zand wordt bij voorkeur opgespoten, in verband met de grote verwerkingssnelheid en de dichte pakking die het zand aanneemt nadat het perswater is weggezakt. Dit laatste heeft als gevolg het ontstaan van een vast zandlichaam, waarin (nagenoeg) geen klink meer optreedt. Een ander groot voordeel van het opspuiten is het transport door een persleiding, deze wijze van transport is de meest economische en geeft de minste overlast.

Voor een beschrijving van de uitvoering van de aanleg van een nieuwe dijk kan onderscheid gemaakt worden tussen:

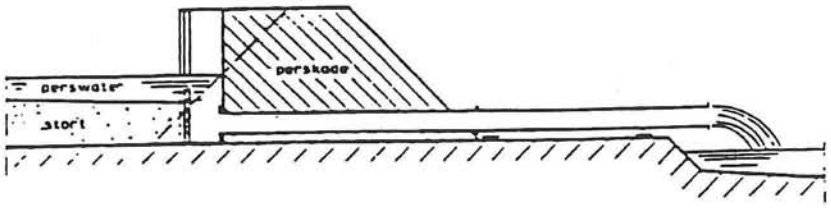
A. Dijken op een droge zate, en
B. Dijken op een zate onder water

A. Dijken op een droge zate

Dijken die op een droge zate worden aangelegd, zijn veelal rivier- of meerdijken en boezem- en polderkaden.



figuur 15,2 Opzetten van een perskade.



figuur 15,3 Lozingskist.

In grote lijnen komt de uitvoering neer op het verrichten van de volgende werkzaamheden:

- graven van dijksloten, indien noodzakelijk
- weggraven bovenlaag en slechte grond tot een cunet
- aanbrengen van perskaden en waterkisten
- aanbrengen van eventuele verticale drainage
- plaatsen van zakbakens
- laagsgewijs aanbrengen van de dijkkern door opspuiten van zand en aanbrengen van perskaden voor de volgende laag
- afwerken van de kern (vorm)
- aanbrengen van de bekledingsconstructie (bijv. afdekken met klei en het aanbrengen van een zetsteenconstructie).

De grond die vrijkomt bij het graven van de dijksloten en het cunet wordt doorgaans gebruikt voor het aanleggen van perskaden in de lengterichting van het cunet (zie figuur 15.2). De perskaden dienen als begrenzing van het op te spuiten zand. De ruimte tussen de perskaden wordt het "stort" genoemd. Indien er met behulp van perskaden loodrecht op de dijkas vakken worden gemaakt, spreekt men van "gesloten stort" en indien dit niet het geval is van een "open stort".

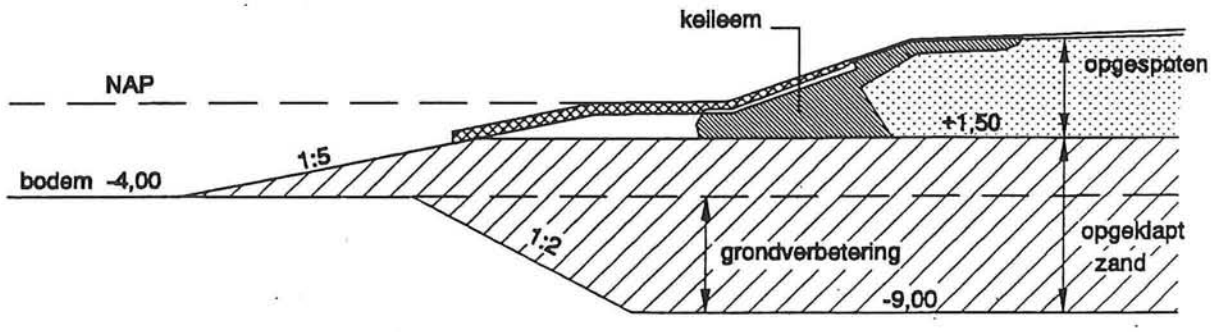
In het geval van een open stort kan het water dat niet wegzakt bij het opspuiten in langsrichting afstromen.
In het geval van een gesloten stort moeten voorzieningen worden getroffen om het water te laten afstromen. Hiertoe worden zogenaamde waterkisten in de perskaden geplaatst.
Een dergelijke waterkist is voorzien van een overstort, waarvan middels het plaatsen van schotbalkjes de hoogte verstelbaar is (zie figuur 15.3). De hoogte moet zo zijn ingesteld dat het zand voor de kist achterblijft.
Het stortwater kan slibrijk zijn en moet in dat geval door een slibvang worden geleid alvorens het mag worden afgevoerd door bestaande sloten.

Voor de aanvang van het opspuiten moeten zakbaken worden geplaatst om de zetting van de ondergrond tijdens de uitvoering te kunnen registreren (zie hoofdstuk 8.3.1).
Het aanbrengen van eventuele verticale drainage heeft als doel het versnellen van het consolidatieproces waardoor de zettingen sneller optreden.

De perskaden van de 2e en volgende stortlagen worden gemaakt van het opgesloten zand.
Indien de perskaden van de eerste laag bestaan uit goede klei kan dit worden gebruikt als afdekking van het uiteindelijke zandlichaam (kern).

Bij het opspuiten van fijn materiaal kan over het algemeen niet over de stort gereden worden tijdens de uitvoer. De perskaden worden dan opgeworpen met draglines die zelf over de bovenkant van de perskade rijden. Bij verwerking van grover zand kan soms met bulldozers worden gewerkt.

De afdekking van het zandlichaam met een kleilaag en/of een harde bekledingsconstructie moet zo snel mogelijk geschieden om schade bij slecht weer tijdens de uitvoering zoveel mogelijk te voorkomen.



figuur 15,4 Wijze van aanleggen van een meerdijk in het IJsselmeer.

Op een betrekkelijk korte afstand langs de dijkas komen daarom veelal alle verschillende fasen van de dijkbouw tegelijk voor.

Voor de te volgen werkwijze bij het aanbrengen van een bekledingsconstructie wordt verwezen naar de moduul "Oeverbekledingen".

B. Dijken op een zate onder water

In het geval de zate is gelegen op ondiep water of wisselend onder en boven water ligt, is het niet mogelijk het terrein te berijden of varend materieel in te zetten. In dit geval wordt het terrein opgehoogd door opspuiting zonder perskaden, totdat het permanent boven water komt, ten koste van het nodige zandverlies.

Na het opspuiten van een "pannekoek" kan de dijkaanleg op dezelfde wijze plaatsvinden als bij de aanleg van een dijk op een droge zate.

In het geval er voldoende vaardiepte boven de zate aanwezig is, kunnen met behulp van onder- en zijlossers onder water perskaden worden aangebracht. Deze perskaden kunnen worden gemaakt van keileem of mijnsteen. Dit materiaal kan onder water onder talud 1:3 worden aangebracht.
Tussen de perskaden kan zand worden gespoten volgens de "open stort" methode.

Is het materiaal voor de dijkkern eenmaal aangebracht, dan volgt het zuiver onder profiel brengen en tenslotte het aanbrengen van de dijkbekleding. Ook bij deze werkzaamheden moet ernaar gestreefd worden om de verschillende fasen van de afwerking zo snel mogelijk achter elkaar te doen plaatsvinden. De lengte van het in uitvoering zijnde dijkgedeelte is zodoende minimaal, waardoor eventuele schade door, bij slecht weer voorkomende golfslag, in ieder geval beperkt blijft tot een kleine lengte.

De aanleg van de IJsselmeerdijken zijn voorbeelden van dijken met een zate onder water. Bij deze dijken heeft op de meeste plaatsen eerste grondverbetering plaats gevonden door het uitgraven van slappe grond en die te vervangen door zand (zie figuur 15.4).

15.2.3 Uitvoering van dijkverhoging of dijkverbreding

Dijkverhogingen mogen alleen uitgevoerd worden in het rustige seizoen, als er geen extreme waterstanden zijn te verwachten. Dit houdt in dat grote verhogingsprojecten opgedeeld worden in korter stukken die in één seizoen zijn uit te voeren.

De uitvoering van een dijkverhoging of dijkverbreding kan op twee verschillende wijzen worden uitgevoerd, te weten:

- Een groot dijkgedeelte in zijn geheel verzwaren.
  Hierbij wordt de bovengrond over het gehele gedeelte verwijderd (inclusief eventuele bekleding) en wordt over de gehele lengte zand aangevuld en afgewerkt. Er wordt over het gehele vak slechts gewerkt aan één fase van de verzwaring.
- Of "over de kop werken".
  Vanaf het reeds verzwaarde gedeelte wordt in kleine delen alle fasen van de dijkverbetering uitgevoerd. Deze methode lijkt het meest op de uitvoering van nieuwe dijken. Alle fasen van de dijkverbetering komen voor op korte onderlinge afstand.

Het grote voordeel van een groot dijkgedeelte in zijn geheel verzwaren is de hogere produktiviteit van het grondverzetmaterieel, en het ontbreken van naden in de bekledingsconstructie over dit gedeelte. Belangrijke nadelen zijn:

- dat tijdelijk een groot dijkgedeelte onbeschermd is
- dat er op de aansluiting met het volgende dijkvak een zettingsverschil kan optreden, waardoor een zwakke plek in de beschermingslaag ontstaat.

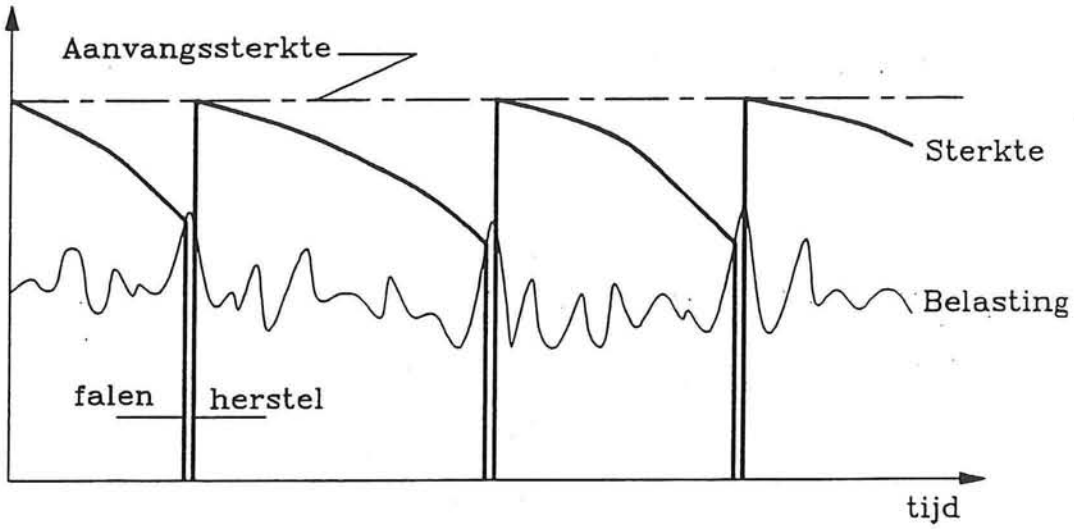
Dit laatste lost men op door een overlap te maken, die het volgende seizoen weer wordt opgebroken. In de overlap verloopt de ophoging van volledig naar niets.

Bij het "over de kop werken" ontbreken de zettingsverschillen aan het einde van het vak nagenoeg. De winteronderbreking is slechts kort en bovendien is slechts een klein dijkgedeelte tijdelijk zonder bescherming.

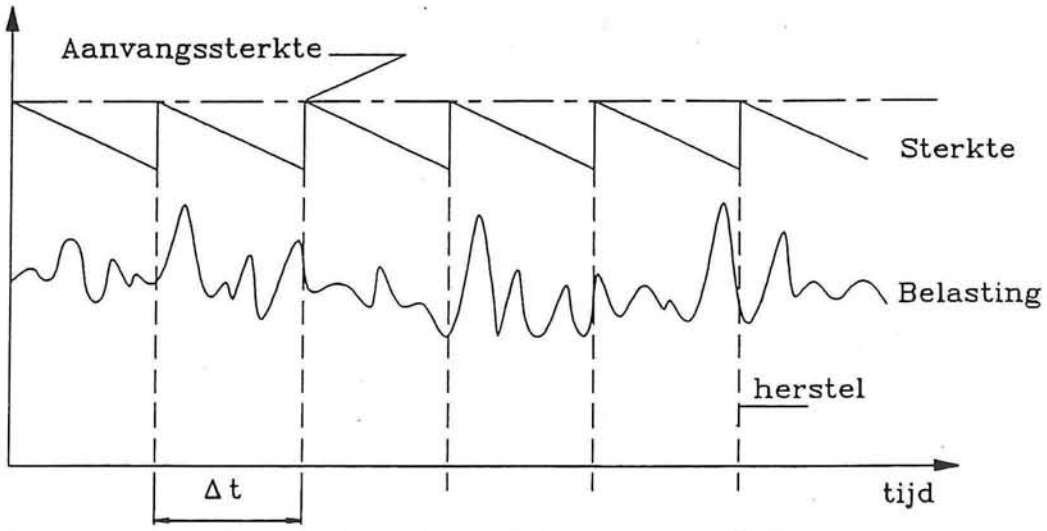
Omdat de produktiviteit van het moderne grondverzet materieel erg hoog is, zal men in de praktijk meestal een soort middenweg zoeken tussen beide methoden.

In grote lijnen komen de volgende fasen voor bij de uitvoering van een dijkverbetering:

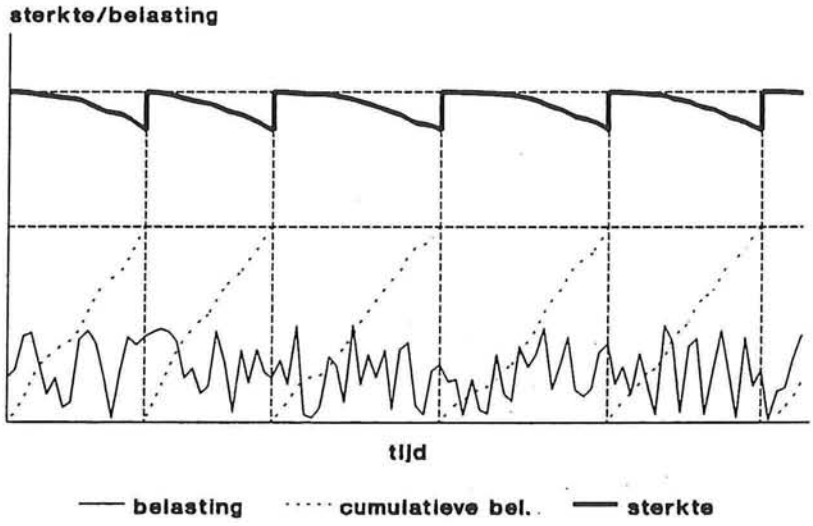
- dempen en graven van dijksloten
- verwijderen van de oude bekleding
- aanbrengen van de dijkverhoging
  - ondergrond oprullen, kilveren of frezen
  - ophooggrond aanbrengen en verdichten
  - afwerken van het profiel
- aanbrengen van afdeklaag en eventueel harde bekleding
  - aanbrengen kleilagen
  - aanbrengen harde bekledingen
  - inzaaien van gras (het liefst na de winter)



figuur 16,1 Mogelijk verloop van de sterkte bij storingsafhankelijk onderhoud.



figuur 16,2 Mogelijk verloop van de sterkte bij tijdsafhankelijk onderhoud.



figuur 16,3 Mogelijk verloop van de sterkte bij belastingsafhankelijk onderhoud.

16. BEHEER EN ONDERHOUD

16.1 INLEIDING

Onder beheer wordt verstaan "het plannen en uitvoeren van alle handelingen die nodig zijn voor het oprichten en in stand houden van een object, dat wil zeggen ontwerp, uitvoering, modificatie, onderhoud en het in stand houden van een vrije zône". Onder onderhoud wordt verstaan: "alle activiteiten die ten doel hebben een object in de technische staat te houden of terug te brengen, die nodig wordt geacht voor de door het object te vervullen functies".

Goed beheer begint dus al bij het ontwerp van de constructie. In 2.3 is reeds aan de orde geweest hoe het beheer en onderhoud het ontwerp beïnvloeden.

In dit hoofdstuk zal het beheer van de dijk na de aanleg worden behandeld. Het gaat hier met name om het onderhoud (inspectie en herstel) en modificaties door verandering van inzicht in de veiligheid of andere belangen. Het waterschap is over het algemeen verantwoordelijk voor het beheer van de dijken in haar gebied. De waterschappen zijn tegenwoordig verplicht tot het opstellen van "beleidsplannen" en een meer-jaren-begroting ter beoordeling van de Provincie.

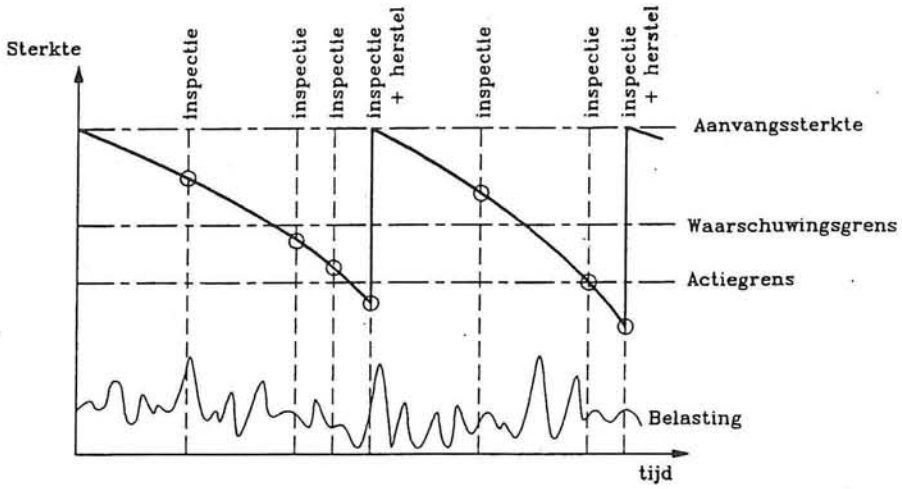
Alvorens in te gaan op de wijze waarop het beheer kan plaatsvinden, wordt in de volgende paragraaf een algemene toelichting gegeven op de wijze waarop onderhoud kan plaatsvinden.

De wijze waarop het onderhoud gepland wordt, wordt de onderhoudsstrategie genoemd. De volgende indeling van strategieën is mogelijk:

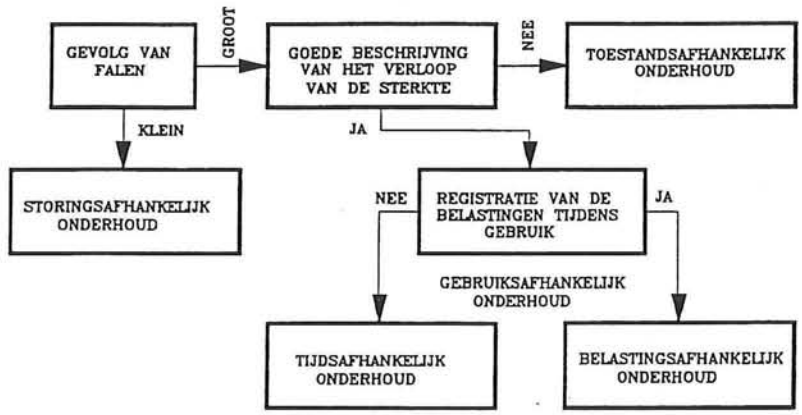
1. curatief onderhoud
2. preventief onderhoud
   - storingsafhankelijk onderhoud
   - gebruiksafhankelijk onderhoud
   - toestandsafhankelijk onderhoud

Bij **storingsafhankelijk onderhoud** wordt een object pas gerepareerd of vervangen wanneer het zijn functie niet meer kan vervullen (zie figuur 16.1). Er vindt dus herstel plaats na falen, derhalve kunnen we spreken van een faal-norm. De levensduur van het object is dus volledig benut. Er wordt geaccepteerd dat het object faalt (met de daaruit voortvloeiende kosten). In de waterbouw is deze vorm van onderhoud meestal niet toelaatbaar, omdat de gevolgen van falen over het algemeen groot zijn.

Wel kan deze vorm van onderhoud worden toegepast op niet-integrerende constructie-onderdelen (onderdelen die geen bijdrage leveren aan de stabiliteit van het geheel), waarbij de gevolgen van falen gering zijn (mits reparatie of vervanging niet te lang op zich laat wachten).
Bij **gebruiksafhankelijk onderhoud** wordt na een periode van een van te voren vastgelegd aantal gebruikseenheden onderhoud gepleegd. De kosten van onderhoud en die van het risico bepalen over het algemeen de lengte van deze periode. De levensduur van het object wordt niet volledig benut. In de werktuigbouwkunde wordt deze vorm van onderhoud toegepast indien de gebruikseenheden goed kunnen worden geregistreerd, bijvoorbeeld met een kilometerteller, produktteller enz.



figuur 16,4 Mogelijk verloop van de sterkte bij toestandsafhankelijk onderhoud.



figuur 16,5 Globale keuze van de onderhoudsstrategie.

In de waterbouwkunde is dit anders. We kunnen moeilijk voor elke constructie alle belastingen exact registreren om aan de hand daarvan het onderhoud te organiseren. In dit geval wordt gekeken naar de belastingen in een periode als stochastische variabelen. Vervolgens wordt een schatting gemaakt van de levensduur en wordt een tijdstip van herstel bepaald waarbij een voldoende lage faalkans hoort. In dit geval kan er daarom beter worden gesproken van tijdsafhankelijk onderhoud (zie figuur 16.2). Er is sprake van een tijdnorm.
In het geval de belastingen die veroudering veroorzaken wel geregistreerd worden, kan worden besloten na een extreem hoge belasting (stormvloed) of een bepaalde totale hoeveelheid belasting (cumulatief) onderhoud te plegen (inspectie of herstel). We spreken nu van belastingsafhankelijk onderhoud. In dit geval is er sprake van een belastingnorm. Voor een geval waarbij de cumulatieve belasting een rol speelt, staat een mogelijk verloop van de sterkte en belasting gegeven in figuur 16.3.
Bij **toestandsafhankelijk onderhoud** zal men op gezette tijden met behulp van inspecties de conditie van het object bepalen. Op grond van waarnemingen wordt besloten of herstel noodzakelijk is of niet. De inspectie-intervallen kunnen constant worden genomen of afhankelijk van de conditie van het object. Er moeten dus conditieparameters waarneembaar zijn die de conditie van de constructie weergeven. De kans van falen in een periode tussen inspecties moet voldoende klein zijn. Over het algemeen kan de levensduur van het object beter worden benut dan bij gebruiksafhankelijk onderhoud, maar er moet wel rekening worden gehouden met de kosten van de inspecties. Bij deze vorm van onderhoud moeten wederom normen worden gesteld. Deze normen hebben betrekking op (zie figuur 16.4):

1. een grenstoestand waarbij besloten wordt tot verhoging van de inspectiefrequentie (waarschuwingsgrens)
2. een grenstoestand waarbij besloten wordt tot het plegen van herstel (actiegrens).

In feite gaat het hier om sterktenormen. Deze normen zijn het resultaat van een economische optimalisatie of horen bij een maatschappelijk geaccepteerde faalkans in een jaar.

De keuze van de te gebruiken onderhoudsstrategie is afhankelijk van factoren zoals:

- voorspelbaarheid van de levensduur van het object
- gevolg van het falen van het object
- kosten van vervanging of reparatie
- kosten van inspectie
- waarneembaarheid van de conditie van de constructie (schade of veroudering).

Een eerste vergelijking van de verschillende strategieën met betrekking tot de bruikbaarheid kan worden gemaakt met behulp van figuur 16.5.

In Nederland wordt voor een dijk in zijn totaliteit meestal toestandsafhankelijk onderhoud gepleegd waarbij de tijdstippen van inspectie worden bepaald volgens het principe van gebruiksafhankelijk onderhoud. Voor elementen van een dijk, zoals de bekleding, wordt wel curatief onderhoud gepleegd.
Een belangrijk aspect van het toestandsafhankelijke onderhoud is het verzamelen van data met betrekking tot het verloop van de sterkte in de tijd. Hierdoor kan men het onderhoud of de inspecties steeds beter plannen.

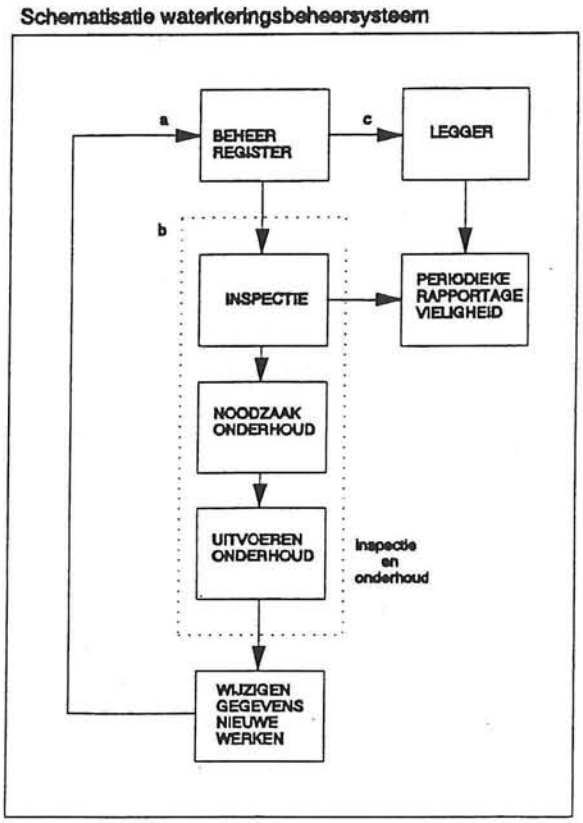
16.2 BEHEERMODEL VOOR WATERSCHAPPEN

Voor goed beheer dient het waterschap de volgende werkzaamheden te verrichten:

1. **Het opstellen van een beheerregister**
   Volgens de "Wet op de Waterkering" omschrijft het beheerregister de voor het behoud van het waterkerende vermogen kenmerkende gegevens van de constructie en de actuele toestand. In het CUR-rapport A27/A28 "Periodieke sterktebeoordeling van dijken" wordt hiervoor een methode beschreven. Met behulp van deze methode kunnen deze gegevens op een overzichtelijke en toegankelijke wijze worden vastgesteld.
2. **Het opstellen van een legger**
   In de legger worden de prestatie-eisen vastgelegd waaraan de dijk moet voldoen: naar afmeting, vorm, inrichting en constructie. Hiermee liggen de normen vast waaraan de inspectieresultaten moeten worden getoetst. Door een vergelijking te maken tussen de legger en het beheerregister, is het mogelijk snel te beoordelen of de dijken nog aan de eisen voldoen.
3. **Vaststellen van een onderhoudsprogramma waarbij het onderhoud kan worden verdeeld in 3 categorieën**
   - klein onderhoud (semi-continu)
   - groot onderhoud (cyclisch)
   - herstel (onregelmatig).

   Klein onderhoud heeft tot doel het in goede staat houden van de constructie.
   Groot onderhoud is nodig om de kwaliteit van de constructie op een dusdanig niveau te brengen dat deze weer voldoende aan dezelfde eisen met betrekking tot sterkte en duurzaamheid als gesteld is bij de aanleg van die constructie, of zoals die op dat moment gelden.
   Herstel is nodig om bij niet te plannen schaden de kwaliteit van de constructie weer bij een aanvaardbaar peil te brengen en kan niet worden betrokken bij het onderhoudsprogramma.
4. **Vaststellen van het inspectieprogramma**
5. **Inspecteren**
6. **Toetsen van gedragsmodellen en criteria (legger).**
   Onder gedragsmodellen wordt verstaan: "De wijze waarop de conditie van de constructieve elementen van de waterkering achteruit gaat in de tijd". Deze modellen zijn van belang bij de planning van het onderhoud en de inspectie
7. **Opstellen van alternatieve onderhoudsprogramma's**
8. **Opstellen van kostenramingen voor de onderhoudsprogramma's**
9. **Keuze maken uit de alternatieve programma's**
10. **Uitvoeren van het gekozen programma**
11. **Bijwerken van het beheerregister op grond van de inspecties**

In de toekomstige "Wet op de Waterkering" wordt de rapportage van de periodieke veiligheidstoetsing van primaire waterkeringen verplicht gesteld.
De beheerder (meestal een waterschap, soms het Rijk) rapporteert aan de provincie en de provincie rapporteert aan het Rijk.

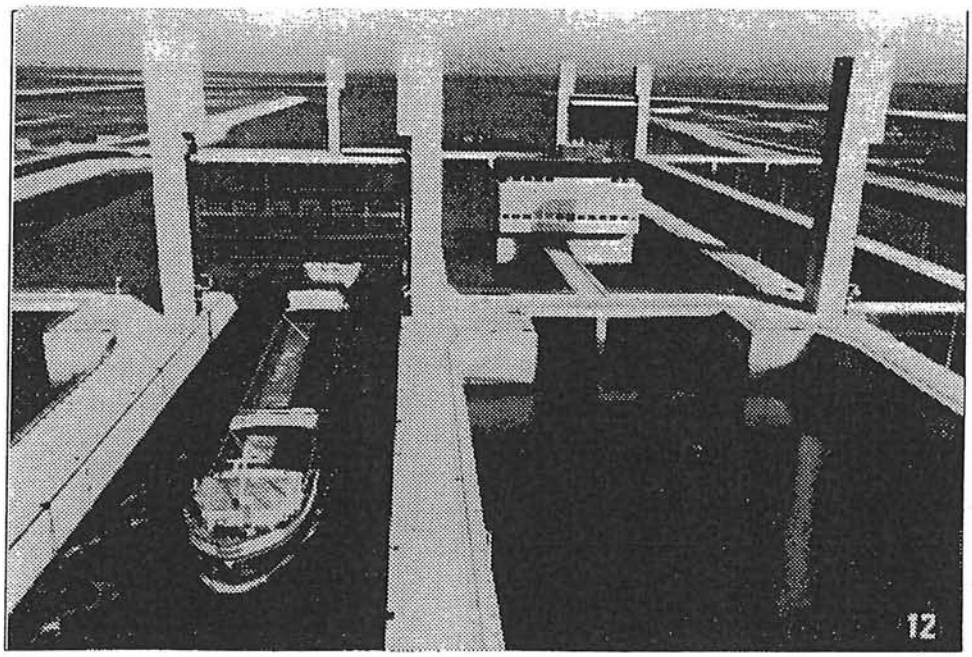


figuur 16,6 Model voor het beheer.

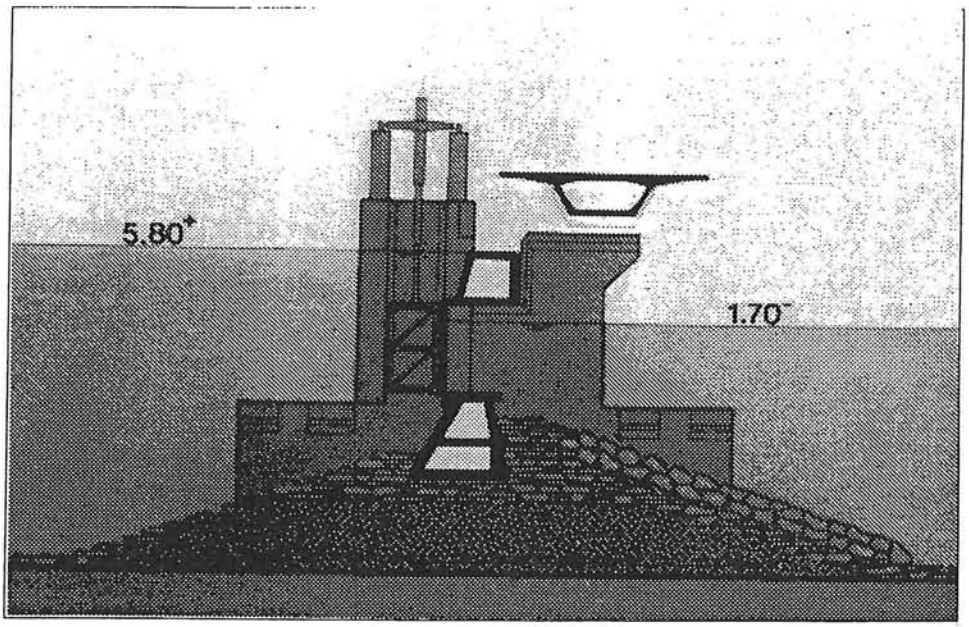
Het beheer kan worden samengevat in een model (zie figuur 16.6). Het model bestaat uit drie hoofdstappen:

1. verzamelen van vaste en variabele basisgegevens in een beheerregister
2. ordenen van de basisgegevens voor het opstellen van een inspectie- en onderhoudsprogramma
3. het selecteren van de gegevens ten behoeve van de legger.

Elke afgeronde stap kan op zichzelf staan en levert één van de genoemde concrete eindprodukten op. Een ander kenmerk van de methode is dat gegevens overzichtelijk en toegankelijk worden verzameld en vastgelegd.



Sluizencomplex; scheepvaart en waterkerende functie.



Doorsnede van de constructie van de Stormvloedkering in de Oosterschelde.

figuur 17,1 Enkele kunstwerken.

17. OVERIGE WATERKERINGEN

17.1 INLEIDING

In hoofdstuk 1 is reeds vermeld dat er meer soorten waterkeringen bestaan dan alleen dijken. In dit hoofdstuk zal aandacht worden besteed aan waterkerende kunstwerken en duinen. Voor de waterkerende kunstwerken wordt een overzicht gegeven van de faalmechanismen en de belangrijkste zaken (zoals de hoogte van de waterkering, de stabiliteit, falen ten gevolge van erosie en falen ten gevolge van het niet sluiten van een beweegbare kering) worden nader toegelicht.

Van de duinen zal kort het erosie en aangroeiproces worden beschreven. Daarnaast wordt een definiëring van de sterkte van een duin met betrekking tot doorbraak gegeven, waarna menselijk ingrijpen met betrekking tot behoud of herstel van de sterkte aan de orde komt.

17.2 WATERKERENDE KUNSTWERKEN

17.2.1 Inleiding

Onder waterkerende kunstwerken kan een groot aantal soorten constructies worden verstaan. Zo zijn er constructies die in een dijk geïntegreerd zijn. Voorbeelden hiervan zijn:

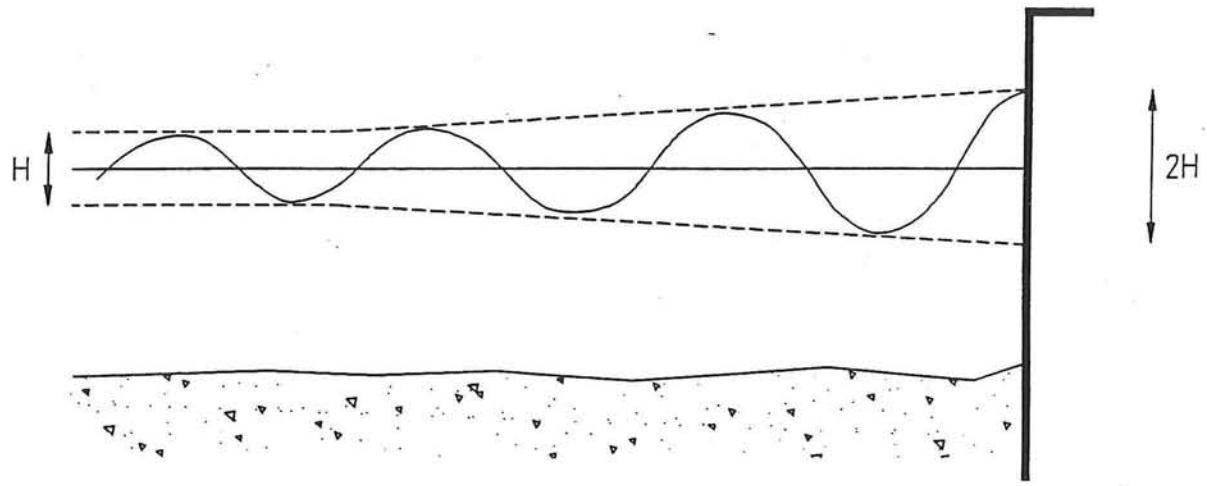
- kadeconstructies
- uitwateringssluizen
- gemalen
- kistdammen, dijkmuurtjes en keermuren
- coupures met een beweegbare kering of schotbalk.

Daarnaast zijn er ook tal van constructies die geen onderdeel van de dijk vormen, maar in het water staan. Voorbeelden hiervan zijn:

- keersluizen
- schutsluizen
- stormvloedkeringen
- stuwen.

In figuur 17.1 wordt een aantal van de bovengenoemde kunstwerken in beeld gebracht.

Voor wat betreft het keren van water gelden voor een waterkerend kunstwerk in principe dezelfde eisen met betrekking tot de veiligheid als bij een dijk. Ook dezelfde hydraulische en geotechnische randvoorwaarden zijn van belang. De wijze waarop een kunstwerk reageert op belastingen die voortvloeien uit de hydraulische randvoorwaarden is echter niet geheel gelijk aan die van dijken. In dit hoofdstuk zal in het kort worden gekeken naar de faalmechanismen voor een waterkerend kunstwerk. In het bijzonder zal worden gekeken naar een constructie die in het water staat (bijvoorbeeld een stormvloedkering of stuw).



figuur 17,2 Het ontstaan van staande golven t.g.v reflectie tegen een verticale wand [Shore Protection Manual].

17.2.2 Faalmechanismen bij waterkerende kunstwerken

Bij waterkerende kunstwerken kunnen onder andere de volgende faalmechanismen worden onderscheiden:

- afschuiven van de constructie langs het funderingsvlak
- kantelen van het kunstwerk
- ondermijning door piping
- instabiliteit door erosie ten gevolge van stroming
- het niet sluiten van de kering
- aanvaring
- golfoverslag
- overlopen.

Er zijn waarschijnlijk voor specifieke gevallen nog meer faalmechanismen te bedenken, maar in het kader van dit dictaat zal daar niet verder op ingegaan worden.

17.2.3 Hoogte van de waterkering

Voor de bepaling van de minimale hoogte van de waterkering zijn de mechanismen overlopen en overslag van belang.
Net als bij dijken is er ten aanzien van het mechanisme overlopen een minimale waakhoogte gedefinieerd bij een waterstand met bepaalde overschrijdingsfrequentie.

Ten aanzien van de golfoverslag is er meestal een maximaal overslagdebiet of hoeveelheid golftransmissie gedefinieerd. Onder golftransmissie wordt verstaan de golfenergie die doorgegeven wordt aan het water achter de waterkering (laagwaterzijde) door de overslaande golven.
In het geval het waterkerende kunstwerk onderdeel uitmaakt van de bescherming van een dijkring is het overslagcriterium van belang. De hoogte van het kunstwerk is afhankelijk van de geometrie. Bij een verticale waterkering treedt namelijk reflectie van de golven op en daardoor kunnen staande golven ontstaan. Bij behoud van energie zal de golfhoogte voor de waterkering tweemaal zo groot worden als de golfhoogte van de invallende golven (zie figuur 17.2).

In het geval het waterkerende kunstwerk bescherming biedt aan een vaarweg of een havenbekken dan is het golftransmissiecriterium van belang. Voor dit onderwerp wordt verwezen naar de literatuur voor het ontwerpen van golfbrekers.

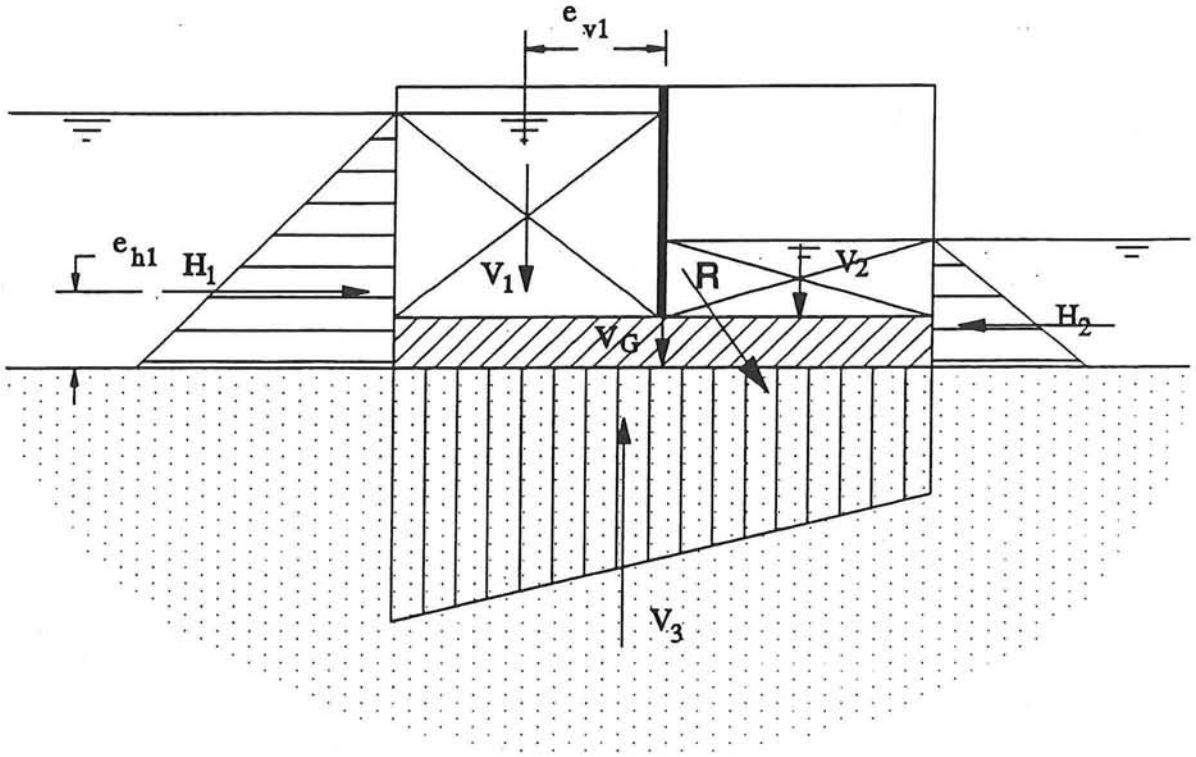
17.2.4 Stabiliteit van de waterkering

Bij de beoordeling van de stabiliteit van een waterkerend kunstwerk zijn de mechanismen "kantelen van het kunstwerk" en "afschuiven langs het funderingsvlak" van belang. Ondermijning van de constructie door piping (eventueel na opbarsten van een afsluitende laag) wordt behandeld in 17.2.5.

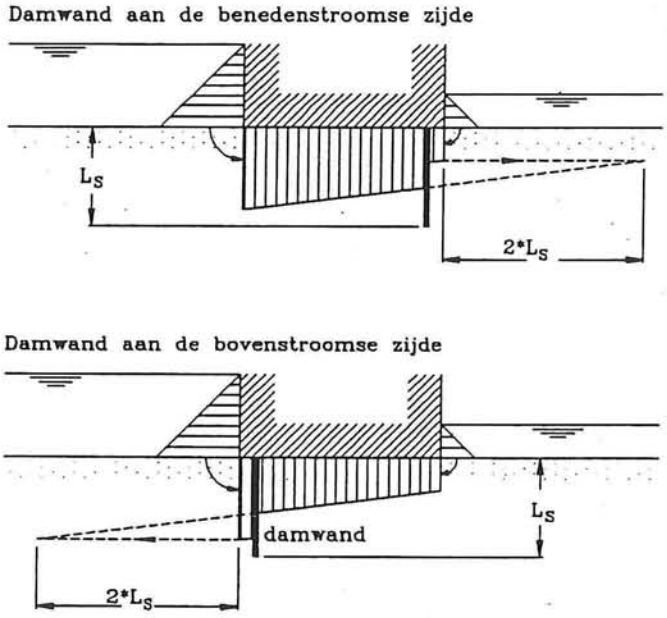
De uitwendige belastingen die van belang zijn bij deze mechanismen zijn:

- waterstanden
- golfklappen
- grondwaterdruk onder de constructie.

De waterstanden die de constructie moet keren kunnen op dezelfde wijze worden verkregen als bij dijken het geval is, echter in gebieden waar deining en seiches voorkomen (aan de kust, deltagebied) moet rekening worden gehouden met het feit



figuur 17,3 Krachten op een kunstwerk.



figuur 17,4 Invloed van het plaatsen van een damwand op de opwaartse druk.

dat er staande golven kunnen ontstaan. Deze belasting mag als statische belasting worden beschouwd.
Golven die op de constructie stuk slaan veroorzaken grote dynamische belastingen. De reactie van de constructie op dergelijke belastingen mogen niet als statisch worden beschouwd. Inzicht in de dynamica van de constructie is in dit geval vereist. Bij de controle van de stabiliteit van de constructie kan het kunstwerk en een deel van de ondergrond worden geschematiseerd als een massa-veer-systeem.

De grondwaterdrukken moet in principe worden berekend met behulp van een grondwaterstromingsmodel. Voor het eerste ontwerp kan worden aangenomen dat de grondwaterpotentiaal lineair verloopt langs de kwelweg, waarbij de buiten- en binnenwaterstand de randvoorwaarden zijn.

Een overzicht van de belastingen op een waterkerend kunstwerk staat gegeven in figuur 17.3. In dit figuur is:

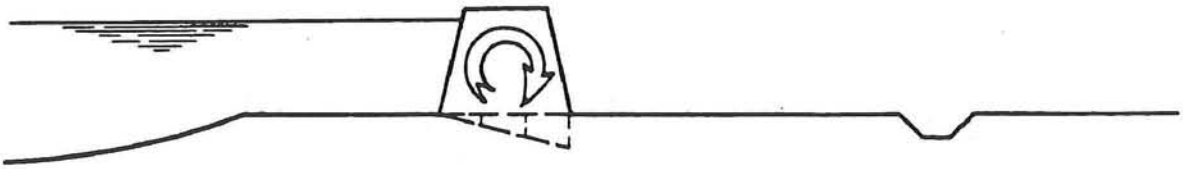
H_1 = de resultante van de horizontale belastingen aan de hoogwaterzijde [N]
H_2 = de resultante van de horizontale belastingen aan de laagwaterzijde [N]
V_1 = de resultante van de verticale waterdruk op de drempel aan de hoogwaterzijde [N]
V_2 = de resultante van de verticale waterdruk op de drempel aan de laagwaterzijde [N]
V_3 = de resultante van de waterdruk onder de constructie [N]
V_G = het eigen gewicht van de constructie [N]

In figuur 17.3 is een constructie getekend zonder kwelschermen. Indien er kwelschermen aanwezig zijn heeft dit gevolgen voor de waterdruk onder de constructie. In figuur 17.4 staat dit aangegeven voor een damwand aan een zijde van de constructie. Bij toepassen van twee schermen die symmetrisch worden geplaatst ten opzichte van het midden van de fundering blijft de grootte van de resultante van de opwaartse druk gelijk maar ligt het aangrijpingspunt van de resultante dichter bij het midden van de constructie.

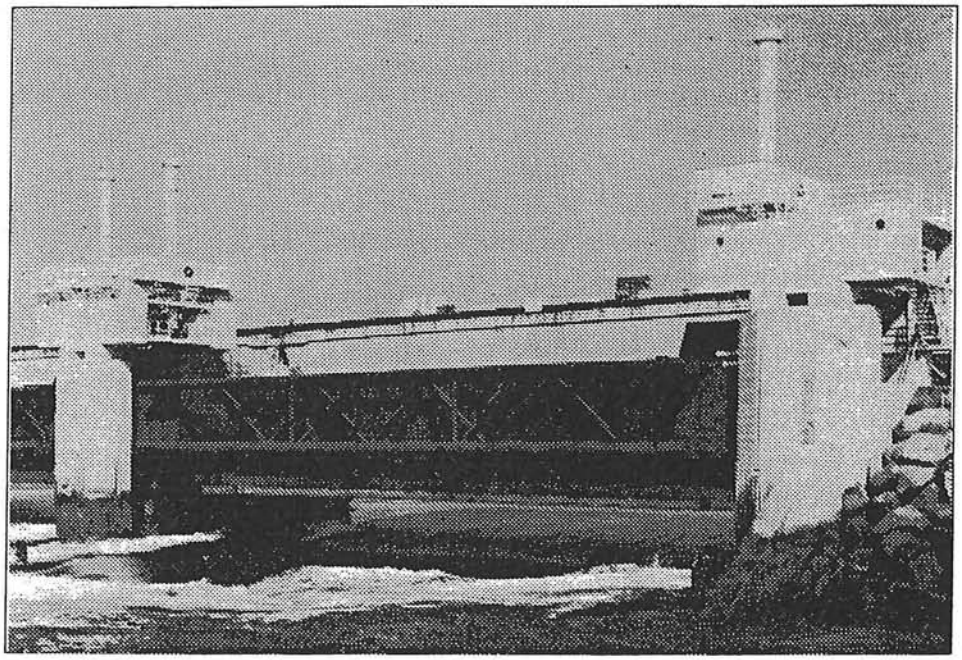
De maximaal mogelijke wrijving tussen het kunstwerk en de ondergrond bedraagt:

$$W = f \cdot V$$

waarin: f = $\tan \delta$
δ = wrijvingshoek tussen het kunstwerk en de ondergrond, hiervoor mag nooit een waarde ingevuld worden die groter is dan φ
φ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond
V = resultante van de verticale krachten = $V_1 + V_2 - V_3 + V_G$ [N]



figuur 17,5 Kantelen van het kunstwerk.



De stormvloedkering in de Oosterschelde bestaat uit 62 van deze schuiven.

De grenstoestand met betrekking tot afschuiven wordt beschreven door:

$$Z = W - H = 0$$

waarin: H = de resultante van de horizontale belastingen $= H_1 - H_2$

Voor het uitsluiten van het mechanisme afschuiven moet worden aangehouden:

$$\frac{W}{H} = \gamma$$

waarin: γ = veiligheidscoëfficiënt

Geadviseerd wordt om voor γ minimaal 1,5 te nemen voor een eerste ontwerp.

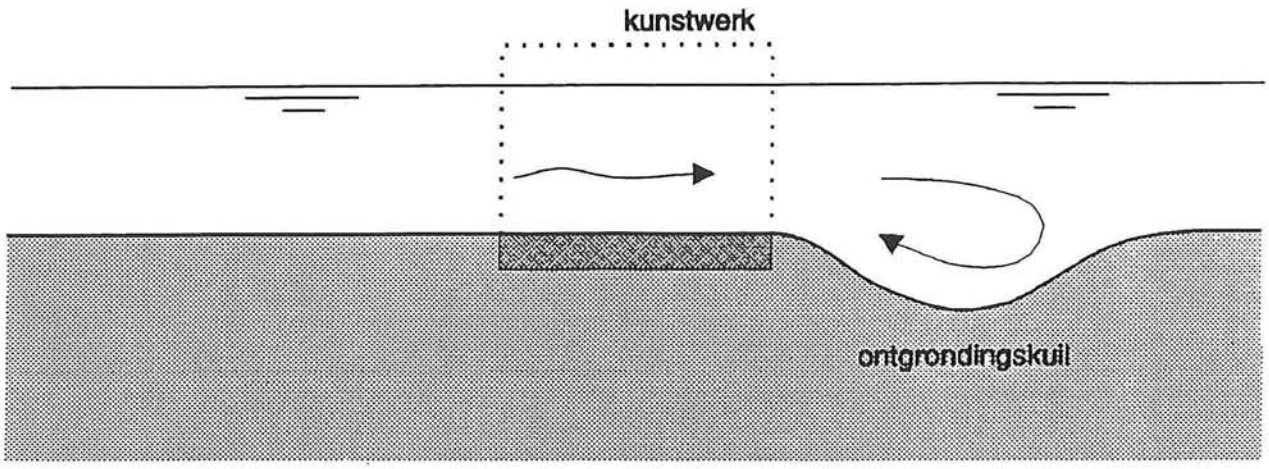
Onder kantelen verstaan we het verdraaien van het kunstwerk om een willekeurige horizontale as. Dit zou kunnen optreden als er geen momentenevenwicht is. Deze situatie is echter nooit maatgevend omdat de constructie dan al lang is afgeschoven. Belangrijker is de verdraaiing die kan optreden ten gevolge van instabiliteit van de ondergrond. Ten gevolge van de excentrische belasting van het funderingsvlak kan de ondergrond afschuiven (zie figuur 17.5) en kantelt het kunstwerk. Met behulp van de theorie van Prandtl of Brink Hansen kan de veiligheid tegen kantelen worden berekend. Dit kan ook met behulp van de glijvlakkenmethode of de elementenmethode. Voor een eerste ontwerp is het meestal voldoende om de korrelspanningen en de excentriciteit voldoende klein te houden. Over het algemeen wordt gesteld dat het volledige funderingsvlak moet bijdragen aan de krachtsoverdracht en dat een bepaalde korrelspanning niet mag worden overschreden. Dit houdt onder andere in dat de resultante R niet alleen binnen de onderbouw moet vallen, maar zelfs binnen de kern van het grondvlak moet liggen (dat wil zeggen binnen het middelste 1/3 gedeelte ervan).

Valt de resultante R buiten de kern, dan kan de korreldruk alleen maar evenwicht maken als resultante van een driehoekig drukverloop. Tussen het kunstwerk en de grond kan immers geen trek worden opgenomen. Dit leidt ertoe dat maar een gedeelte van het funderingsvlak meewerkt aan de krachtsoverdracht en daarmee wordt het gevaar van kantelen, ten gevolge van afschuiven van de grond, verhoogd.

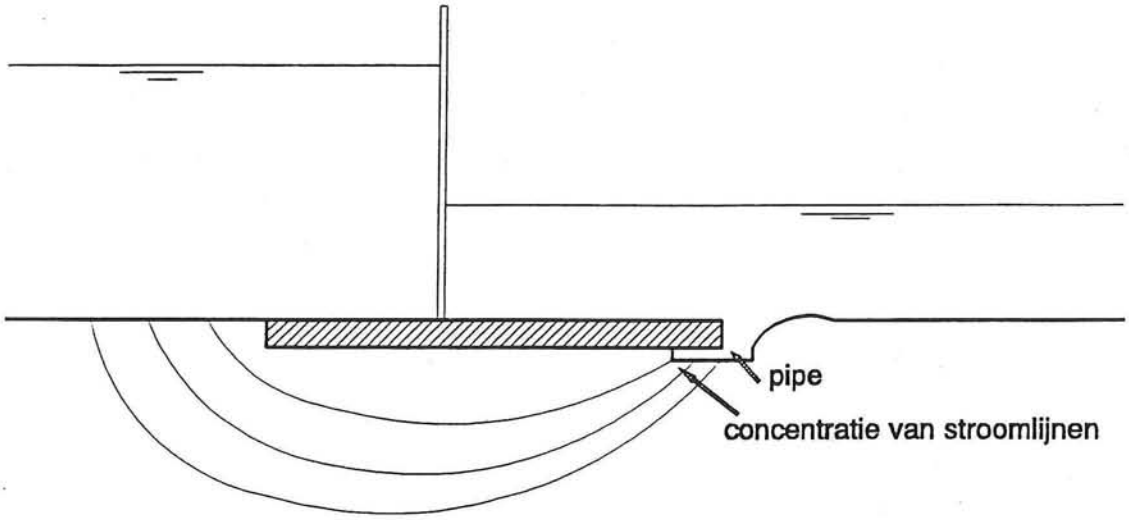
Met een resultante binnen de kern gelegen kan de maximale korrelspanning worden bepaald met:

$$\sigma_{optr.} = \frac{V}{bl} + \frac{V \cdot e_v}{\frac{1}{6} bl^2} + \frac{H \cdot e_h}{\frac{1}{6} bl^2} \quad (met\ als\ eis:\ \sigma_{optr.} \leq \sigma_{max})$$

waarin: b	=	breedte van de constructie	[m]
l	=	lengte van de constructie	[m]
e_v	=	excentriciteit van de verticale resultante	[m]
e_h	=	excentriciteit van de horizontale resultante	[m]



figuur 17,6 Het ontstaan van een ontgrondingskuil vlak achter een kunstwerk.



figuur 17,7 Het ontstaan van piping.

Indien de optredende korrelspanning te groot wordt kan men overwegen de lengte van de onderbouw te vergroten. Overigens moet men bedenken dat bij deze beschouwing is uitgegaan van een fundering op staal, terwijl ook een fundering op palen in aanmerking kan komen. In dat geval moet de horizontale belasting op een andere wijze worden opgenomen (schoorpalen).

17.2.5 Falen ten gevolge van erosie

Bij de beschouwing van de veiligheid van de constructie met betrekking tot het falen ten gevolge van erosie zijn de volgende mechanismen van belang:

- instabiliteit door erosie ten gevolge van stroming
- ondermijning door piping.

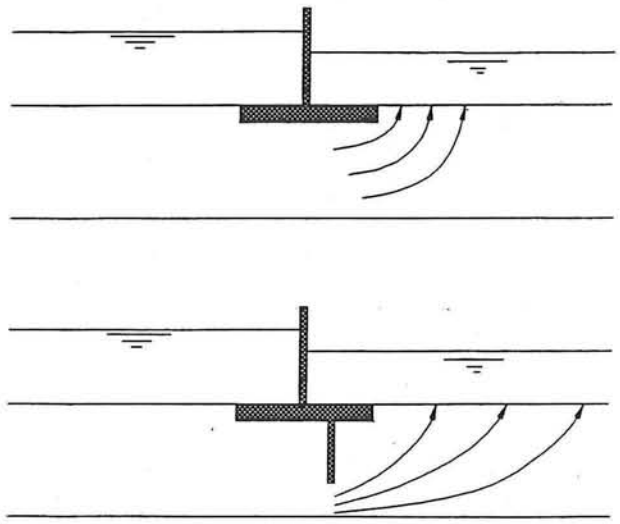
Bij stroming door een kunstwerk kan achter het kunstwerk ontgronding plaats vinden (zie figuur 17.6). Deze ontgronding is het gevolg van een toename van de transport-capaciteit door toename van de turbulentie, veroorzaakt door verandering van het stroomprofiel en de ruwheid. De theoretische achtergronden van het ontstaan van de ontgrondingskuilen en de groei van een kuil in de tijd zullen hier niet worden behandeld.

Door het ontstaan en groter worden van een ontgrondingskuil kan de stabiliteit van het kunstwerk in gevaar komen. Het kunstwerk kan samen met een grond-moot afschuiven of er kunnen zettingsvloeiingen optreden in het geval van losgepakt zand als ondergrond.

Door het aanbrengen van een stortebed achter het kunstwerk kunnen ontgrondingen direct achter de constructie worden voorkomen. De toplaag van het stortebed moet de voorkomende stroomsnelheden kunnen weerstaan en de opbouw van het stortebed moet zodanig zijn dat er geen migratie plaats vindt van het onderliggende materiaal. Het gewicht van de constructie moet voldoende stabiliteit bieden tegen opdrijven.

Bij grondwaterstroming onder en langs het kunstwerk kan net als bij dijken aan de grensvloer van de constructie en de ondergrond piping ontstaan. De piping begint aan het einde van de constructie waar een concentratie van stroomlijnen grote stromingsdrukken veroorzaken op het loskorrelige materiaal (zie figuur 17.7). Voor een beschrijving van het piping mechanisme wordt verwezen naar hoofdstuk 10.
Meevoering van loskorrelig materiaal kan worden voorkomen door het toepassen van een filter achter de constructie die door zijn gewicht de stromingsdrukken kan weerstaan. De laagopbouw van het filter moet zodanig zijn dat migratie van materiaal niet mogelijk is. Een dergelijk filter heet een "geometrisch dicht filter". Een andere oplossing is het aanbrengen van een kwelscherm aan de laagwaterzijde om de stroomlijnen ter plaatse van het oppervlak te spreiden (zie figuur 17.8).
In sommige gevallen is zelfs het aanbrengen van één kwelscherm niet voldoende en moet ook aan de hoogwaterzijde een scherm worden aangebracht om zodoende de kwelweg te verlengen.

Bij een geheel of gedeeltelijk geprefabriceerde constructie is een goede aansluiting van het kunstwerk met een kwelscherm nagenoeg onmogelijk en moet worden gekozen voor een filterconstructie. In dit geval wordt de kwel dus niet gereduceerd, maar wel de gevolgen van de grondwaterstroming.



figuur 17,8 Het effect van het aanbrengen van een kwelscherm.

Bij waterkerende kunstwerken op paalfunderingen moeten bijna altijd twee of meer kwelschermen worden toegepast omdat de kans op het ontstaan van een spleet tussen het kunstwerk en de ondergrond, door ongelijke zetting van de grond en de diep gefundeerde constructie, zeer groot is.

Bij een op staal gefundeerde constructie, waarbij damwanden zijn toegepast als kwelscherm, moet speciale aandacht worden geschonken aan de aansluitconstructie van het kunstwerk met de damwand. In principe zal de damwand niet meer zetten, maar het kunstwerk wel. Dit zettingsverschil moet mogelijk zijn zonder dat het kunstwerk gaat hangen tussen de damwanden, omdat anders schade aan het kunstwerk door scheurvorming kan optreden.

17.2.6 **Falen ten gevolge van aanvaring of sabotage**

Het gevaar van aanvaring is sterk afhankelijk van de lokatie en de inpassing van het kunstwerk in zijn omgeving. Door het aanleggen van een opvangconstructie kan het waterkerende kunstwerk worden beschermd tegen aanvaring.

Met betrekking tot het falen van de kering ten gevolge van sabotage kan worden vermeld dat een dubbele waterkering de kans op een fatale beschadiging verkleind, maar natuurlijk nooit kan uitsluiten.

17.2.7 **Falen van een beweegbare waterkering door het niet sluiten van het beweegbare deel** (bron: leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij de waterkeringen).

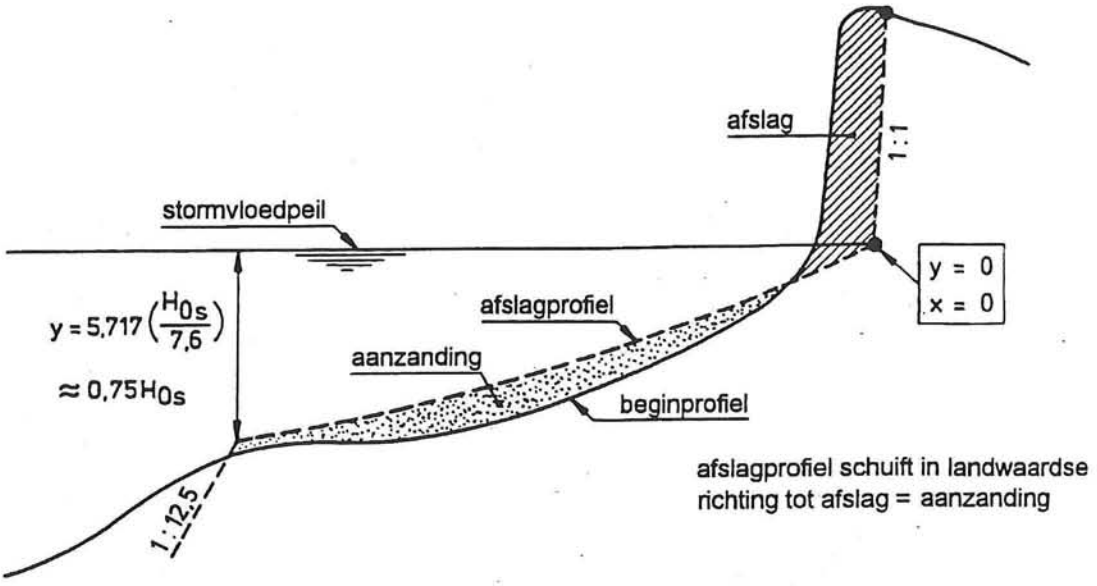
De bedrijfszekerheid van de sluitingsoperatie is afhankelijk van een aantal factoren, waarvan de voornaamste zijn:

- mogelijke storingen in het sluitingsmechanisme
- mogelijke storingen in de energielevering
- mogelijke van buitenaf komende storingen (bijvoorbeeld gezonken schip in kunstwerk, zandafzetting op of nabij drempel)
- aanwezigheid op het beslissende tijdstip van bevoegd en deskundig personeel.

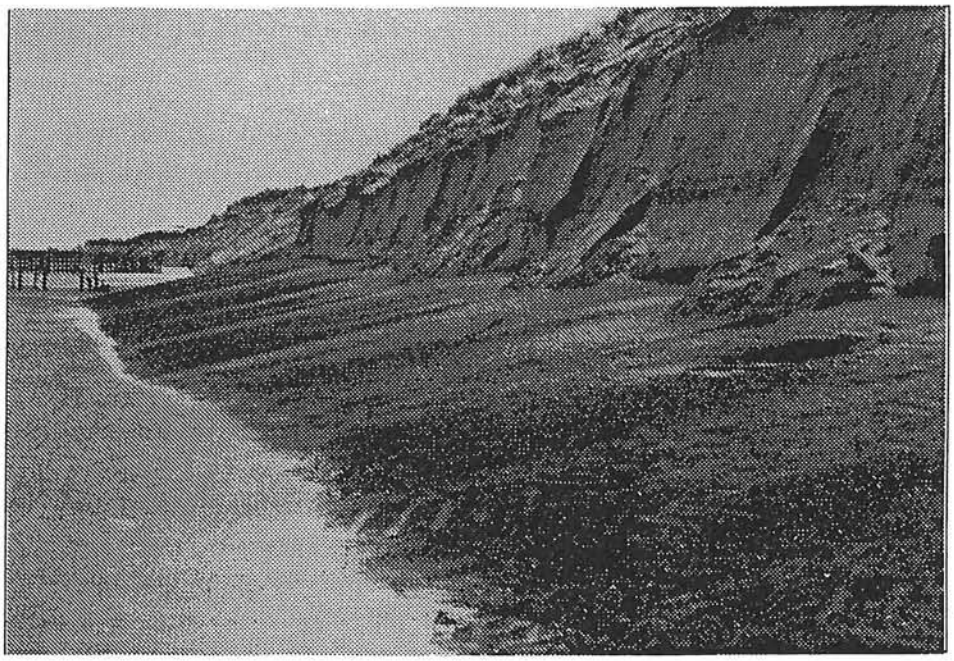
Op grond van ervaring kan het optreden van een mechanische storing, ook bij het meest zorgvuldige ontwerp, nauwgezet beheer en onderhoud, niet geheel uitgesloten worden geacht.
De energievoorzieningen kan door de aanwezigheid van een noodaggregaat en, in het uiterste geval, door handbediening (alleen effectief indien voldoende tijd beschikbaar is) worden gewaarborgd.

Het is moeilijk volledige zekerheid te verschaffen tegen van buitenaf komende storingen. Ook mag niet worden aangenomen dat zulke storingen steeds op zeer korte termijn (enkele uren) kunnen worden opgeheven.
Er zijn allerlei oorzaken te bedenken waardoor bevoegd en deskundig personeel op het beslissende tijdstip niet aanwezig is (ziekte, ongeval, falen van het waarschuwingssysteem).

De bovenstaande overwegingen leiden tot de conclusie dat in gevallen waar een kering binnen korte tijd (enkele uren) na de alarmering moet worden gesloten, een



figuur 17,9 Duinafslagprofiel [lit 16].



Duinafslag na een zware storm.

enkele kering niet als veilig kan worden beschouwd. Dit geldt ook voor schutsluizen, gelegen in waterkeringen van laaggelegen polders.
Wanneer, zoals in het geval van een kering tegen hoge rivierwaterstanden, op een waarschuwing met een tijdmarge van enige dagen kan worden gerekend, zou men kunnen nagaan of in gevallen waar verdubbeling bezwaarlijk is met een enkele kering zou kunnen worden volstaan. Het is dan immers waarschijnlijk dat storingen tijdig kunnen worden gesignaleerd als de kering dan ook enkele dagen van tevoren wordt gesloten, zodat gelegenheid bestaat ze op te heffen. Wel dienen reserve-elementen voor een eventuele noodkering en materieel voor het opheffen van van buitenaf komende storingen aanwezig te zijn.
Hierbij is het noodzakelijk dat door frequente inspectie en beproeving de overblijvende risico's zo klein mogelijk worden gemaakt. Dit is ook van belang als oefening van het bediende personeel.
Bij een dubbele kering, dit wil zeggen twee onafhankelijk werkende sluitingselementen achter elkaar, is de kans gering dat beide elementen door storing, hetzij in het mechanisme of van buitenaf komend, buiten werking worden gesteld. Het gevaar van het niet beschikbaar zijn van deskundig personeel voor de bediening blijft bestaan. Dit is een punt dat de bijzondere aandacht vereist van de beherende instanties.
Met betrekking tot keringen tegen permanent hoog water (bijvoorbeeld tussen IJsselmeer en de IJsselmeerpolders, boezemscheidingen en kanaalpandscheidingen) kan worden opgemerkt dat het aanbeveling verdient keermiddelen aan te brengen die in stromend water kunnen worden gesloten.

Opgemerkt kan worden dat er niet voldoende gegevens beschikbaar zijn voor een kwantitatieve benadering van de frequentie van storingen van verschillende aard in beweegbare keringen. Objectieve grondslagen voor de evaluatie van de mate van veiligheid, op overeenkomstige wijze als mogelijk is voor een dijk ontbreken dientengevolge.

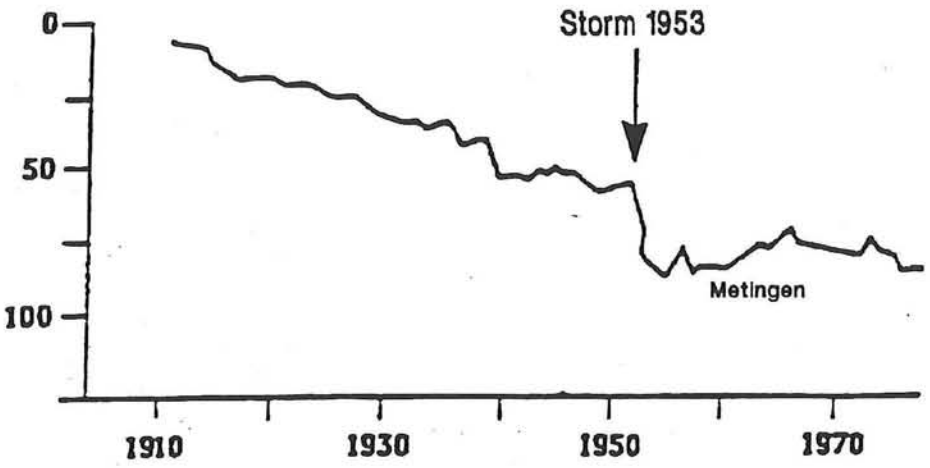
17.3 DUINEN

17.3.1 Inleidingen

De Nederlandse Noordzeekust bestaat voor driekwart uit duinen, in breedte variërend van een enkele duinenrij tot enkele kilometers. De duinen vormen met het strand en de onderwateroever een natuurlijke, zandige waterkering.

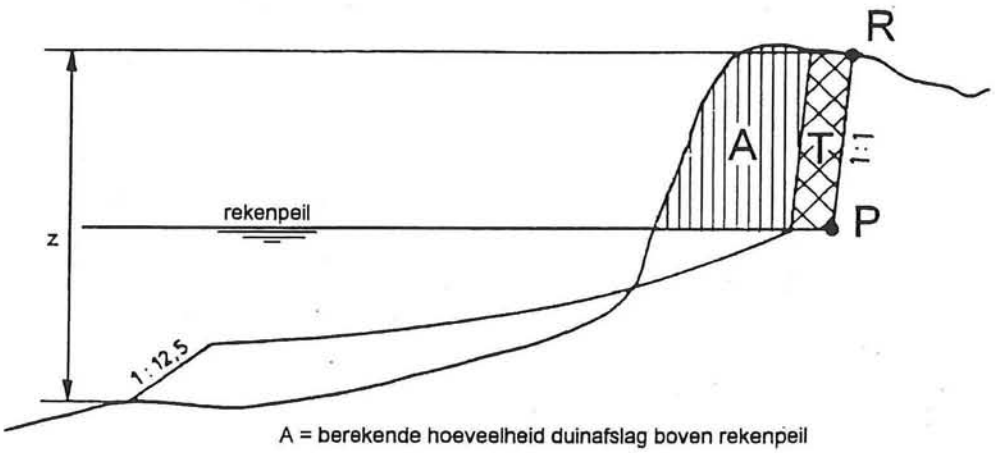
Onder invloed van stromingen, golven en wind is het dwarsprofiel voortdurend aan verandering onderhevig.

Tijdens zware stormen, waarbij hoge waterstanden en hevige golfaanval voorkomen, slaat er zand van het duinfront af. Dit afgeslagen zand zet zich af op het dan onder water staande strand. Dat wordt hoger en de golven zullen daarop breken. Daardoor wordt de golfaanval op het duin sterk verminderd, en komt soms zelfs tot stilstand. Na de storm ligt het strand door de duinafslag hoger dan voor de afslag en is de helling flauwer geworden.
Er zal dus ook meer strand zijn, dat bij laag water droog valt. Veel zand van dit droge strand wordt dan door de wind over het strand naar de nieuwe duinvoet geblazen. In een volledig stabiele en natuurlijke situatie kan zo al het afgeslagen zand weer terugkomen.



ligging duinvoet
(7 km ten zuiden van Den Helder)

figuur 17,10 Trend voor de achteruitgang van de kust [lit 16].



A = berekende hoeveelheid duinafslag boven rekenpeil

T = toeslag op A voor -stormvloedduur
-buisstoten en -oscillaties
-nauwkeurigheid rekenmodel

figuur 17,11 Definities [lit 21f].

17.3.2 Afslag bij stormvloed

Uit modelonderzoek en uit waarnemingen in de natuur is gebleken dat de vorm van het afslagprofiel afhankelijk is van:

1. De waterstand
2. De golfhoogte
3. De korrelgrootte van het duinzand

Dit betekent dat, bij een bekende waterstand en golfhoogte bij stormvloed, de vorm van het afslagprofiel op een bepaalde lokatie vastligt.

Het afslagprofiel wordt als volgt samengesteld (zie figuur 17.9):

- De duinvoet - het punt waar het steile front van het afgeslagen duin overgaat in het relatief flauwe profiel van het strand - ligt ná afslag op het stormvloedpeil. De helling van het afgeslagen duintalud bedraagt 1:1.
- Vanaf de duinvoet ($x=0$, $y=0$) zeewaarts, loodrecht op de kust, verloopt het profiel parabolisch tot een bepaald punt (z).
- Zeewaarts van dit punt gaat het profiel over in een rechte lijn onder een helling van 1:12,5 tot het oorspronkelijke profiel wordt gesneden.

Voor de formules voor het berekenen van de coördinaten van z en de vergelijking van het parabolische gedeelte wordt verwezen naar de "Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering".

Dit profiel moet over het bestaande profiel landinwaarts worden geschoven totdat de hoeveelheid afslag gelijk is aan de hoeveelheid aanzanding van het strand en vooroever.

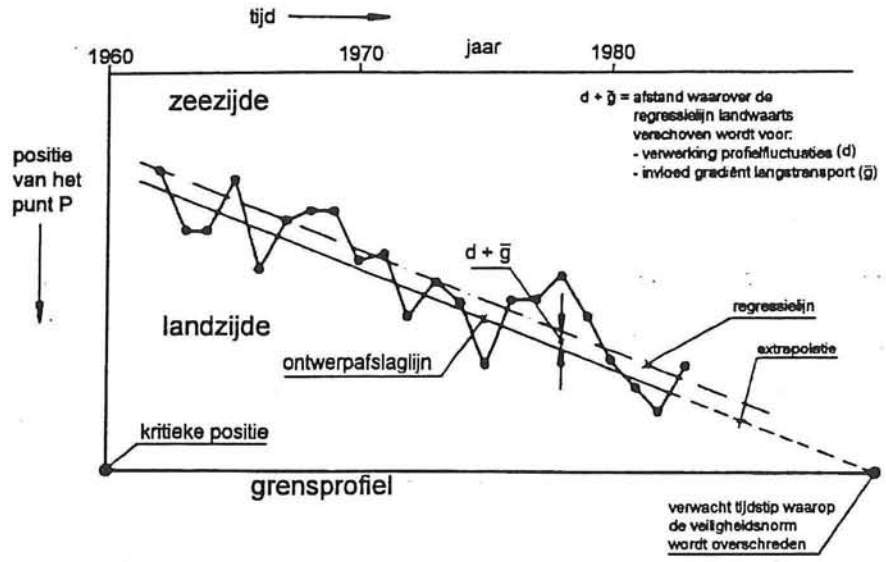
Ten gevolge van golfaanval verdwijnt er dus geen zand uit het profiel maar vindt er alleen een verplaatsing plaats van zand binnen het profiel. De sterkte van het dwarsprofiel neemt in principe niet af.

17.3.3 Erosie en aanzanding van de kust

In de vorige paragraaf is gekeken naar transport van zand loodrecht op de kust. Indien de sterkte van een bepaalde doorsnede wordt bepaald door de hoeveelheid zand in die doorsnede, is gebleken dat door afslag bij stormvloed de sterkte van het profiel niet afneemt.

Naast het transport loodrecht op de kust is er ook sprake van transport evenwijdig aan de kust. Dit langstransport wordt veroorzaakt door schuin op de kust invallende golven en getijstromingen.
Wanneer dit langstransport constant is langs de gehele kust, dan is er sprake van een dynamisch evenwicht, er vindt net zoveel aanzanding als erosie plaats in een doorsnede. Zelfs een groot constant langstransport leidt dus op zichzelf niet tot erosie of aanzanding van de kust.

Een gradiënt in het transport, dat wil zeggen een verschil in transport over een bepaalde lengte, geeft wel erosie of aanzanding. Een gradiënt in het langstransport kan ontstaan door variatie van de golfhoogte of golfrichting langs de kust. Deze variatie in



figuur 17,12 Principe van de toetsingsmethode voor de beoordeling van de veiligheid [lit 16].



Gevolgen van een zware storm voor de duinwaterkering.

de golfhoogte of golfrichting kan bijvoorbeeld veroorzaakt worden door natuurlijke of kunstmatige obstakels voor de kust of het afbuigen van de kustlijn.
Voor de beschouwing van de toe- of afname van de sterkte van een bepaalde lengte van de duinkust moet dus een zandbalans worden opgesteld voor het betreffende kustvak. Bij een netto-aanvoer van zand naar het vak zal aanzanding plaatsvinden en bij een netto-afvoer vindt erosie plaats.

In het verleden zijn veel strandhoofden, stroomgeleidingswerken enz. aangelegd om de kusterosie tegen te gaan. De erosie werd hiermee meestal vertraagd. Voor de bestrijding van de structurele erosie kan het ook in de toekomst wenselijk zijn om dergelijke constructies aan te leggen.

Naast een gradiënt in het langstransport kunnen ook menselijke activiteiten plaatsvinden die de sterkte van een duinvak beïnvloeden. Voorbeelden hiervan zijn het gebruiken van strandzand voor werken elders en het opspuiten van stranden (strandsuppletie).

Het natuurlijke verloop van de sterkte in de tijd is over het algemeen niet constant. In het ene jaar vindt er bijvoorbeeld meer erosie plaats dan in het andere, het komt zelfs voor dat er in een jaar erosie plaatsvindt en in het daar opvolgende jaar aanzanding. Bij de beschouwing van de sterkte moet daarom een langere periode worden bekeken. Sinds 1830 wordt het strand langs de Nederlandse kust gemeten en sinds 1964 ook de zeebodem voor het strand. Per plaats worden de profielen van een reeks van tientallen jaren met elkaar vergeleken. Op deze wijze blijkt duidelijk of er sprake is van structurele erosie of aanzanding. Dikwijls is er een trend waar te nemen waar de achteruitgang of de aangroei van de kust omheen slingert (zie figuur 17.10).

Op dit moment is de zeewering langs vrijwel de gehele Noordzeekust sterk genoeg. Door voortdurende erosie wordt echter de sterkte van de zeewering op diverse plaatsen ondergraven en wordt het voortbestaan van het duingebied bedreigd. Als er niets wordt gedaan, dan zullen rond de eeuwwisseling tientallen kilometers kust onveilig zijn en zullen hectares duingebied verdwenen zijn.
In 1990 heeft de regering een beleidskeuze gedaan voor de kustlijnzorg. Er is gekozen voor het handhaven van de kustlijn van 1990. Dit handhaven zal binnen zekere marges geschieden, waarbij ruimte is voor de natuurlijke beweeglijkheid van de kustlijn. Er is dus sprake van het flexibele handhaven van de kustlijnligging van 1990.

Ten aanzien van het beheer van de kustlijn is afgesproken dat het rijk verantwoordelijk is voor de ligging van de laagwater basiskustlijn en dat de waterschappen verantwoordelijk zijn voor de duinen. De samenwerking tussen rijk, provincie en waterschappen krijgt gestalte in het provinciaal overleg orgaan.

17.3.4 Toetsing van de veiligheid van duinen als waterkering

In de leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering is een relatief eenvoudige toetsingsmethode ontwikkeld, zodanig dat de uitkomsten overeenstemmen met die van meer gecompliceerde probabilistische modellen.

De werkwijze van de toetsingsmethode is als volgt:

- Voor elk profiel uit de reeks profielmetingen wordt een afslagberekening gemaakt. Hierbij dienen specifieke rekenwaarden voor de overige invoerparameters (stormvloedpeil, significante golfhoogte en korreldiameter) te worden ingevoerd.
- Bij elke afslagberekening wordt de berekende hoeveelheid duinafslag boven stormvloedpeil vermeerderd met een toeslag voor de invloeden van de nauwkeurigheid van het rekenmodel, de bui-oscillaties en -stoten en de onzekerheid omtrent de tijd gedurende welke de waterstand rond het maximum verblijft. Het effect van deze toeslag uit zich in een extra teruggang van het steile duinfront. Punt P is het snijpunt van dit verplaatste duinfront met het stormvloedpeil (zie figuur 17.11).
- Bovenstaande berekeningen leveren een tijdreeks op voor de positie van punt P. Deze posities kunnen in een grafiek worden uitgezet als functie van de tijd (zie figuur 17.12). Uit de ligging is eenvoudig af te leiden of er sprake is van een stabiele, eroderende of vooruitgaande kust. Met behulp van de regressie-analyse kan de trend van de ligging van punt P als functie van de tijd worden benaderd. Meestal zal een lineaire benadering voldoen. De profielfluctuaties komen tot uiting in de gespreide ligging van de punten P om deze regressielijn (zie figuur 17.12).
- De invloed van de onzekerheid van de profielligging wordt in rekening gebracht door de regressielijn over een bepaalde afstand, afhankelijk van de grootte van de profielfluctuaties, landwaarts te verschuiven. De verschoven regressielijn, de ontwerpafslaglijn, geeft de positie van het ontwerpafslagpunt als functie van de tijd. Het ontwerpafslagpunt is hierbij het snijpunt van het steile duinfront en het stormvloedpeil, waarvan de positie een overschrijdingskans heeft die gelijk is aan de beschouwde maximaal toelaatbare doorbreekkans. Voor de schone kust van Centraal-Holland bijvoorbeeld is deze overschrijdingskans per jaar gelijk aan 10^{-5}. De invloed van een gradiënt in het langstransport op de duinafslag is in het voorgaande buiten beschouwing gebleven.
- Voor kustprofielen waarbij wel rekening moet worden gehouden met verlies van zand uit het profiel als gevolg van een gradiënt in het langstransport wordt de uiteindelijke ontwerpafslaglijn verkregen door de in het voorgaande verkregen verschoven regressielijn over een bepaalde afstand extra landwaarts te verschuiven.
- Wanneer landwaarts van de ontwerpafslaglijn niet meer een minimaal profiel, het grensprofiel, aanwezig is, voldoet het betreffende profiel niet meer aan de gestelde veiligheidsnorm. Dit grensprofiel biedt dus geen reserve aan veiligheid maar geeft de situatie van juist niet doorbreken weer (grenstoestand).

Met behulp van figuur 17.12 kan een schatting worden gemaakt van het tijdstip waarop er geen reserve meer aanwezig is in het profiel. Voordat deze toestand optreedt is ingrijpen gewenst. Wanneer tijdig wordt ingegrepen kan meestal worden volstaan met strandsuppletie (opspuiten van het strand met zand uit zee). Een enkele keer moet worden besloten tot het verbreden van de duinenrij.
Het planten van helm op het duin bevordert de natuurlijke aanzanding van het duin door stuifzand en beperkt eventuele erosie door wind.

LITERATUURLIJST

1• Agema J.F. et al, "Waterkeringen", Technische Universiteit Delft, april 1986

2• Angremond K. d', "Waterbouwkunde", Technische Universiteit Delft, september 1992

3• "Asfalt in de waterbouw", Vereniging voor Bitumineuze Werken 1984

4• Battjes J.A., "Windgolven", Technische Universiteit Delft, augustus 1986

5• "Bestekken in de Grond-, Water- en Wegenbouw", RAW 1987

6• "Beton in de Waterbouw", Vereniging Nederlandse Cementindustrie, januari 1989

7• Bouwmeester J., "Flexibele Waterbouwkundige constructies", Technische Universiteit Delft, oktober 1990

8• Buijs A., "Statistiek om mee te werken", H.E. Stenfert Kroese BV Leiden/Antwerpen, 1980

9• Glerum A. "Waterbouwkunde", Technische Universiteit Delft, september 1987

10• Groen P. en Dorrestein R., "Zeegolven", 3de druk, Staatsdrukkerij en Uitgeverijbedrijf 's-Gravenhage, 1976

11• Kuijper H.K.T., "Onderhoud in de Waterbouw - economisch verantwoord plannen van onderhoud", Technische Universiteit Delft 1992

12• J.G. de Ronde en J.A. Vogel, "Kustverdediging na 1990, technisch rapport 6, zeespiegelrijzing", Ministerie van Verkeer en Waterstaat, februari 1988

13• Lubking P., "Namen van grondsoorten zijn soms verwarrend", Land en Water nr. 3, maart 1991

14• Meer J.W. van der, "Golfoploop en golfoverslag bij dijken (concept)", waterloopkundig laboratorium, juni 1992

15• Metzelaar W., "Nederland deltaland", 4de druk Stam Technische Boeken BV, 1976

16• Ministerie van Verkeer en Waterstaat, "Kustverdediging na 1990, beleidskeuze voor de kustlijnzorg", SDU uitgeverij 's Gravenhage 1990.

17• NEN 5104, Classificatie van onverharde grondmonsters, Nederlands Normalisatie Instituut, september 1989

18• Proefproject Dijkverbetering Sliedrecht, "Eindrapportage projectgroep proefproject dijkverbetering Sliedrecht", Rijkswaterstaat Directie Sluizen en Stuwen, juni 1986

19• Rossum H. van, Vries Tj. de e.a., "Waterkering, Waterhuishouding", Technische Uitgeverij H. Stam NV, 1968

20• Sellmeijer J.B., "On the mechanism of piping under impervions structures", LGM-mededelingen, Delft Geotechnics

21• Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

a "leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - deel 1 bovenrivierengebied", Staatsuitgeverij 's-Gravenhage, september 1985
b "leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken - deel 2 + appendices benedenrivierengebied", Staatsuitgeverij 's-Gravenhage, september 1989
c "Probabilistische ontwerpen van waterkeringen", Interim rapport TAW 10 oktober 1985
d "leidraad cementbetonnen dijkbekledingen", TAW/ CUR-VB, september 1984
e "leidraad keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen", TAW, Vereniging Nederlandse Cementindustrie, Vereniging tot Bevordering van Werken in Asfalt, 1988
f "leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering", Staatsuitgeverij 's-Gravenhage 1984
g "leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen", 's-Gravenhage 1976
h "Golfoploop en golfoverslag", 's-Gravenhage 1972
i "leidraad voor toepassing van asfalt in de waterbouw", 's-Gravenhage 1984
j "handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen", civieltechnisch centrum uitvoering research en regelgeving (CUR), TAW-rapport 155, maart 1992

22• Veen C. van der, Horvat E. en Kooperen C.H. van, "Grondmechanica", Uitgeverij Waltman Delft, 1981

23• Vries M. de, "Rivieren", Technische Universiteit Delft, februari 1990

24• Vrouwenvelder A C.W.M. en Vrijling J.K., "Probabilistisch Ontwerpen", Technische Universiteit Delft, 1987

25• Wagemaker H.J., "Organisatie van het Bouwen", Technische Universiteit Delft, augustus 1987

26• Nederlandse vereniging kust- en oeverwerken, "Handboek Oeverbeschermingsconstructies", januari 1986.

27• Getijtafels voor Nederland 1993, Dienst Getijdewateren